

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD DE INUNDACIONES DEL RÍO YANUNCAY Y EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE BARABÓN Y LOS TRES PUENTES

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA
CIVIL.

AUTORA:

DANIELA PAOLA SACOTO FIGUEROA

C.I: 0302237250

DIRECTOR:

ING. CRISTIAN IVAN COELLO GRANDA MSc.

C.I: 0103373130

CUENCA – ECUADOR

MARZO 2017



Resumen

El presente estudio realizó la implementación de los modelos HEC-HMS y HEC-RAS obteniendo parámetros hidrológicos-hidráulicos característicos del río Yanuncay, y conjuntamente con el Sistema de Información Geográfica (ArcGIS) y la extensión HEC-GeoRas se definieron las zonas con riesgos potenciales de inundación para varios periodos de retorno, además se verificó el estado actual de funcionabilidad de los puentes ubicados en el tramo de interés.

Del modelo HEC-HMS se determinaron los caudales máximos de diseño para los periodos de retorno 5, 10, 25,50 y 100 años, con valores que van desde 114.3 m³/s a 257.3 m³/s respectivamente para el menor y mayor periodo de retorno.

De la simulación realizada en el modelo HEC-RAS se estima el desbordamiento del cauce y se determinaron parámetros hidráulicos referentes a los calados máximos que varían entre 2.7 m a 4.8 m, las velocidades están en un rango de 0.7 m/s a 5 m/s y el flujo se encuentra en su mayoría bajo régimen subcrítico. Se obtuvo el área efectiva de inundación en el tramo analizado para los periodos de retorno mencionados llegando a ser de 34.1 ha para un periodo de retorno de 100 años.

Del análisis de puentes se determinó que el puente del Reloj Floral, Felipe Segundo y el puente ubicado a la altura de la calle Ciudad de Cuenca no poseen una sección hidráulica segura ya que su gálibo no cumple con las dimensiones mínimas recomendadas.

El conocimiento de las diferentes zonas potencialmente inundables debe ser considerado al momento de definir planes de ordenación territorial, procedimientos de gestión y de emergencia para prevenir y evitar los daños debidos a inundaciones.

Palabras Clave: Parámetros hidrológicos- hidráulicos, Hietogramas de diseño, Caudales de diseño, Periodos de Retorno, Río Yanuncay, mapas de inundación.



Abstract

The present research implemented the HEC-HMS and HEC-RAS models that were used to obtain hydrological-hydraulic parameters characteristic of the Yanuncay River. In conjunction with the Geographic Information System (ArcGIS) and the HEC-GeoRas extension; were defined areas with potential flood risks for various return periods. In addition, the current state of function of the bridges located in the tranche of interest was verified.

From the HEC-HMS model, the maximum design flow for the return periods 5, 10, 25, 50 and 100 years were determined, with values ranging from $114.3 \text{ m}^3 / \text{s}$ to $257.3 \text{ m}^3 / \text{s}$ respectively for the smallest and longest return period.

From the simulation performed in the HEC-RAS model, the Yanuncay river overflow was estimated and also hydraulic parameters were determined referring to the maximum draft that varies between 2.7 m and 4.8 m, with velocities from $0.7 \text{ m} / \text{s}$ to $5 \text{ m} / \text{s}$; the flow is mostly under subcritical regime. In addition, the effective flood area was obtained in the analyzed section for the mentioned periods of return varying this area between 1.5 ha and 34.1 ha for a return period of 5 and 100 years respectively.

From the bridges analysis, it was determined that the bridge located at the height of the City of Cuenca Street, the Floral Clock bridge and the Felipe Segundo bridge do not have a safe hydraulic section since their gauge does not meet the minimum recommended dimensions.

The knowledge of the different potentially floodable areas should be considered when defining territory planning, and management and emergency procedures to prevent and avoid flood damage.

Key Words: Hydrologic-hydraulic parameters, design hietogram, design flow, Return Periods, Yanuncay River, flood maps.



Índice de Contenido

Resumen	2
Abstract.....	3
Índice de Contenido.....	4
Índice de tablas.....	7
Índice de figuras.....	8
Cláusula de derechos de autor	9
Cláusula de propiedad intelectual	10
Agradecimientos.....	11
1. Introducción.....	12
1.1. Antecedentes	12
1.2. Justificación.....	13
1.3. Objetivos	14
2. Materiales	15
2.1. Área de Estudio.....	15
2.2. Información Hidrometereológica.....	16
2.3. Información Cartográfica.....	17
2.4. Modelos de simulación	19
2.4.1. Modelación Hidrológica	19
2.4.2. Modelación Hidráulica	20
3. Métodos.....	21
3.1. Análisis Hidrológico	21
3.1.1. Procesamiento y validación de la información.	21
3.1.2. Distribución de Probabilidades	23
3.1.3. Curvas de Intensidad, Duración, Frecuencia (IDF)	24
3.1.4. Tiempo de Concentración (<i>tc</i>)	24
3.1.5. Caudales Máximos de Diseño: Método Soil Conservation Service (SCS)	26
3.1.6. Hietograma Unitario.....	29
3.1.7. Histograma de diseño	30



3.1.8.	Hidrograma Unitario	30
3.1.9.	Consideraciones para el cálculo en HEC-HMS.....	32
3.2.	Análisis Hidráulico	34
3.2.1.	Caracterización Hidráulica del flujo.....	34
3.2.2.	Consideraciones para el cálculo en HEC-RAS	35
3.2.3.	Condiciones de contorno	36
3.2.4.	Tipos de régimen de flujo.....	36
3.2.5.	Coeficiente de rugosidad de Manning “n”	36
4.	Resultados y Discusión	38
4.1.	Análisis Hidrológico	38
	ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES	38
4.1.1.	Precipitaciones medias mensuales	38
4.1.2.	Precipitaciones medias anuales	38
4.1.3.	Precipitación máxima 24 horas	40
4.1.4.	Análisis de calidad de información: Bondad de Ajuste	40
4.1.6.	Precipitación Máxima de diseño	43
4.1.7.	Propiedades Morfométricas de la cuenca del río Yanuncay.....	43
4.1.8.	Hietogramas de diseño por estación.....	43
4.1.9.	Histogramas de diseño para la cuenca del río Yanuncay.....	46
	ANÁLISIS DE CAUDALES	47
4.1.11.	Caudales máximos instantáneos y anuales.....	48
4.1.12.	Análisis de calidad de información: Bondad de Ajuste	49
4.2.	Modelación Hidrológica mediante el uso de HEC-HMS (USACE 2000)	51
4.2.1.	Hidrogramas de diseño	52
4.3.	Modelación Hidráulica mediante el uso de HEC-RAS.....	55
4.3.1.	Datos geométricos	55
4.3.2.	Datos Hidráulicos	56
4.3.3.	Ejecución del modelo	57
4.3.4.	Análisis Hidráulico de Puentes	60
4.4.	Mapas de Riesgo de Inundación	63
4.5.	Análisis de las Manchas de Inundación	65
5.	Conclusiones y recomendaciones	67
6.	Bibliografía.....	69



7. Anexos.....	73
Anexo 1. Distribución del estadístico de Kolmogorov Smirnov (Dt)	73
Anexo 2. Tablas de precipitación máxima en mm a diferente escala temporal.	74
Anexo 3. Tablas de precipitación máxima en mm a diferente escala temporal.	75
Anexo 4. Tabla de cálculos y resultados del Test de Bondad de Ajuste Kolmogorov Smirnov .	76
Anexo 5. Hietogramas de diseño para diferentes periodos de retorno.	79
Anexo 6. Fotografías.....	82
Anexo 7. Tabla de cálculos y resultados de la modelación en HEC-RAS.....	86
Anexo 8. Tabla de cálculos y resultados de la modelación en HEC-RAS. PUENTES.....	101
Anexo 9. Mapas de riesgo de inundación	108



Índice de tablas

Tabla 2.1 Características de las estaciones pluviométricas monitoreadas por ETAPA EP.....	17
Tabla 3.1 Condiciones de Humedad antecedentes publicada por la Soil Conservation Service 1972.....	27
Tabla 3.2 Número de Curva para condiciones antecedentes de humedad II e Ia = 0.2 S publicado por la Soil Conservation Service 1972.....	28
Tabla 3.3 Especificaciones de los grupos hidrológicos del suelo publicado por la Soil Conservation Service 1972.....	29
Tabla 3.4 Métodos de cálculo usados por HEC – HMS.....	33
Tabla 4.1 Precipitaciones medias mensuales (mm).....	38
Tabla 4.2 Precipitaciones máximas 24 horas (mm).....	40
Tabla 4.3 Precipitaciones máximas para distintos periodos de retorno (mm).....	43
Tabla 4.4 Tiempo de Concentración para la Cuenca Yanuncay (min).....	43
Tabla 4.5 Caudales Medios Mensuales. Yanuncay en Pucán.....	47
Tabla 4.6 Caudales Máximos Instantáneos. Yanuncay en Pucán.....	48
Tabla 4.7 Caudales Máximos Anuales. Yanuncay en Pucán.....	49
Tabla 4.8 Caudales Máximos Instantáneos obtenidos a partir de la distribución de Gumbel.....	50
Tabla 4.9 Parámetros de diseño usados en el modelo de HEC – HMS.....	51
Tabla 4.10 Usos de suelo y números de curva CN.....	52
Tabla 4.11 Caudales de diseño obtenidos de la simulación del programa HEC-HMS.....	52
Tabla 4.12 Condiciones de borde empleadas en el modelo HEC-RAS.....	57
Tabla 4.13 Tabla de ubicación de Puentes.....	60
Tabla 4.14 Cota que alcanzan las crecidas en la sección de los puentes.....	61
Tabla 4.15 Distancia entre la superficie del agua y la parte inferior de la estructura.....	62
Tabla 4.16 Capacidades hidráulicas de las secciones de los puentes.....	62
Tabla 4.17 Áreas de inundación para varios periodos de retorno.....	65




Índice de figuras

Figura 2.1 Cuenca del Río Yanuncay	15
Figura 2.2 Modelo Digital del Terreno (MDT) del tramo de estudio	18
Figura 2.3 Mapa de usos de suelo en la cuenca Yanuncay	18
Figura 2.4 Hidrograma Triangular Sintético	31
Figura 2.5 Separación de flujos en el hidrogramas.....	32
Figura 4.1 Régimen de precipitaciones en la estación Pucán.....	39
Figura 4.2 Régimen de precipitaciones en la estación Cancán.....	39
Figura 4.3 Diagrama de caja de las precipitaciones máximas 24 horas	41
Figura 4.4 Precipitación máxima 24 horas obtenida con Gumbel para la estación Pucán y Cancán.....	41
Figura 4.5 Curvas IDF	42
Figura 4.6 Hietogramas para la estación de Cancán.....	44
Figura 4.7 Hietogramas para la estación de Pucán	45
Figura 4.8 Histogramas para la Cuenca Yanuncay elaborados por Urgilés, 2015.....	46
Figura 4.9 Régimen de Caudales. Yanuncay en Pucán	48
Figura 4.10 Diagrama de caja de los caudales máximos instantáneos en la estación Yanuncay en Pucán	49
Figura 4.11 Caudal obtenido con Gumbel para la estación Pucán	50
Figura 4.12 Hidrogramas de Diseño para la Cuenca Yanuncay.....	53
Figura 4.13 Cuadros de resumen de resultados para la cuenca Yanuncay.....	54
Figura 4.14 Franja Topográfica y Secciones Transversales	55
Figura 4.15 Río Yanuncay sector Tres Puentes	56
Figura 4.16 Río Yanuncay sector Golf Club	56
Figura 4.17 Resultados de la Modelación del Río Yanuncay	57
Figura 4.18 Sección transversal en el puente Av. De las Américas	63
Figura 4.19 Llanura de inundación para $Tr = 5$ años	64
Figura 4.20 y Grid de profundidad para $Tr = 5$ años	64

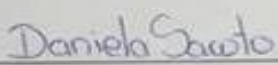


Cláusula de derechos de autor

 Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Yo, Daniela Paola Sacoto Figueroa, autora de la tesis "ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD DE INUNDACIONES DEL RÍO YANUNCAY Y EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE BARABÓN Y LOS TRES PUENTES", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este, requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a.

Cuenca, marzo del 2016



Daniela Paola Sacoto Figueroa
C.I.: 0302237250



Cláusula de propiedad intelectual

 Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Daniela Paola Sacoto Figueroa; autora de la tesis "ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD DE INUNDACIONES DEL RÍO YANUNCAY Y EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE BARABÓN Y LOS TRES PUENTES", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, marzo del 2016

Daniela Sacoto

Daniela Paola Sacoto Figueroa
C.I.: 0302237250



Agradecimientos

Agradezco a Dios por haberme otorgado una familia maravillosa a mis padres, hermana, cuñado y a Marco Ledesma, quienes han creído en mí siempre, dándome ejemplo de superación, humildad y sacrificio. De manera especial agradezco al Ing. Cristian Coello, director de esta tesis, quien con sus conocimientos a sabido guiarme de la mejor forma.

Y todo lo que hagan, de palabra o de obra, háganlo en el nombre del Señor Jesús, dando gracias a Dios el Padre por medio de él.

Colosenses 3:17

1. Introducción

1.1. Antecedentes

La vulnerabilidad se refiere a situaciones asociadas a fenómenos naturales hidrometeorológicos que pueden poner en riesgo a la población. Estos fenómenos constituyen una amenaza (peligro) para la población que reside en las áreas sometidas a dichos acontecimientos, y por lo tanto está expuesta a ellos (Saavedra, 2010). Para que un fenómeno natural se considere como un peligro (amenaza) depende la probabilidad de ocurrencia de este en el área de interés y de la magnitud de los daños que este fenómeno puede causar.

Cualquier lugar con precipitaciones es vulnerable a las inundaciones. Este fenómeno puede presentarse de diferentes formas, la más común es aquella en la que los ríos o arroyos desbordan sus riberas. Las lluvias excesivas, las presas o diques desbordados, pueden bloquear los cauces e inundar los terrenos adyacentes, que reciben el nombre de planicies aluviales de inundación. (National Geographic, (s.f.)).

Las inundaciones causadas por las precipitaciones pueden tardar días en generarse, pero otras lo pueden hacer sin aviso y rápidamente. Estas últimas inundaciones se denominan crecidas torrenciales que son altamente peligrosas ya que son destructivas y arrasan todo a su paso aguas abajo. Estas tienen una fuerza erosiva que pueden arrastrar árboles, casas, coches e incluso puentes.

Las inundaciones en los ríos ocurren cuando el nivel pluviométrico ha sobrepasado la capacidad de carga o cuando las lluvias superan la capacidad de absorción de los suelos (González et al., 2008), permitiendo que el agua que cae resbale por la superficie en forma de escorrentía superficial y subiendo el nivel de los ríos.

La cuenca alta del río Paute debido a sus características de Páramo es un reservorio de agua, el cual, se verá afectado por los cambios en el uso del suelo y la quema incontrolada de su cobertura, por esta razón, en periodos lluviosos existirán inundaciones y deslizamientos de tierra que afectarán la economía y desarrollo estructural del Ecuador (Celleri et al., 2007). La pérdida de cubierta vegetal provoca que la propiedad de regulación de caudales que tienen los páramos se pierda potenciando la posibilidad de inundaciones.

El páramo es considerado como el ecosistema más sofisticado para el almacenamiento de agua debido principalmente a la gran acumulación de materia orgánica (que aumenta los espacios para el almacenamiento de agua) y a la morfología de ciertas plantas de páramo (que actúan como una verdadera esponja) (Medina, 2000). Es decir, el páramo tiene la capacidad de retener y regular los volúmenes de precipitación que recibe.

La cuenca alta del río Paute está conformada por varias subcuencas entre ellas la cuenca del río Tarqui, Machángara, Tomebamba, Yanuncay, entre otras. El agua que nace en las alturas del páramo es un potencial recurso de aporte para la central hidroeléctrica Paute. Una de las microcuencas más importantes para la ciudad de Cuenca es la del río Yanuncay, ahí se encuentra una de las nuevas plantas de tratamiento de agua potable cuya capacidad de 700 l/s abastece a 136 000 habitantes (Rengel, 2004) citado en (Cocha, 2009).

El desarrollo de esta investigación se centrará en la cuenca Yanuncay en especial en el tramo comprendido entre Barabón y los Tres Puentes, ya que estas localidades han sido escenario de frecuentes desbordamientos del río Yanuncay. Un ejemplo de estos eventos es el documentado por la prensa local ocurrido en junio del 2007, donde un incremento en el nivel de la superficie libre del agua ocasionado por las altas precipitaciones sobrepasó su cauce y llegó hasta la calzada en el tramo entre las avenidas 1 de mayo, Loja y Fray Vicente Solano. Rodrigo Zeas director del estudio hidrológico Manejo de Cuencas en Ríos Andinos (MACUA, 2001) que incluyó a los cuatro afluentes que atraviesan la ciudad de Cuenca, calificó a los resultados como “una fotografía” de lo ocurrido el 21 de junio del 2007 con la salida del cauce del río Yanuncay considerando que la población no estaba preparada para afrontar este tipo de sucesos.

El Puente Roto, ubicado en la bajada de Todos Santos y Paseo Tres de Noviembre es fiel testigo de las consecuencias causadas por la tragedia registrada el 3 de abril de 1950, cuando el río Tomebamba se desbordó por la intensidad de las lluvias registradas en el Cajas. Los puentes que cruzan el río Yanuncay podrían tener una historia similar debido a que este río nace al sur del Parque nacional El Cajas. El diario EL UNIVERSO en una publicación realizada el 11 de julio del 2011 menciona: *Por encontrarse en riesgo de colapso puente rudimentario en los sectores de Misicata con San Joaquín tuvieron que ser cerrados los pasos peatonales y vehiculares ya que el torrente del río Yanuncay amenaza con llevarse la frágil construcción.* La infraestructura vial en la zona de estudio está compuesta por una cantidad importante de puentes que soportan fuertes caudales, los mismos que son causa de colapsos y fallas por socavación, a partir de ahí la importancia de que en la etapa de diseño se deben realizar estudios hidrológicos e hidráulicos adecuados.

1.2. Justificación

El desbordamiento del río Yanuncay supone un gran peligro para la población asentada entre el tramo Barabón y Tres Puentes, por lo que, es de gran importancia la determinación de las precipitaciones máximas que provocan los caudales torrenciales que generan grandes pérdidas humanas, materiales y económicas. El nivel de afectación depende del nivel de vulnerabilidad que tenga dicha población en el momento del evento en cuestión. Así, la población residente en áreas susceptibles de inundación está en un relativo riesgo permanente, pero las consecuencias de ello durante el evento dependerán del nivel de vulnerabilidad de esta población, determinado por sus características diferenciales en términos socioeconómicos, demográficos y organizativos —entre

otros— que permitirían cierto grado de reacción, respuesta, recuperación y prevención (Saavedra ., 2010).

Si el concepto de riesgo de inundación debe incluir las definiciones de frecuencia y magnitud, un mapa de riesgos es la representación gráfica de estas variables de una forma discretizada. La utilización de un mapa de riesgos de inundación no solo sirve para tener una idea de la distribución espacial del riesgo, sino que, también puede servir para otras aplicaciones en distintos ámbitos (Estudio Hidrológico, (s.f.)).

A partir de un mapa de riesgos de inundación y de los eventos de crecida se puede evaluar las estructuras principales existentes en el tramo, especialmente los puentes, verificando su capacidad de conducción bajo su sección hidráulica y estado estructural actual, también se estimará la vida útil de los mismos de tal manera que se pueda contribuir a la toma de decisiones sobre la necesidad o no de reemplazar las estructuras existentes, a una planificación territorial que garantice la seguridad de personas y bienes en los asentamientos actuales y futuros, así como la adecuada sostenibilidad, protección, mejora de las riberas y lecho del río Yanuncay.

1.3.Objetivos

1.1.1. Objetivo General

Analizar la vulnerabilidad a las inundaciones en el río Yanuncay de los asentamientos humanos, de estructuras y puentes situados entre Barabón y los Tres Puentes.

1.1.2. Objetivos Específicos

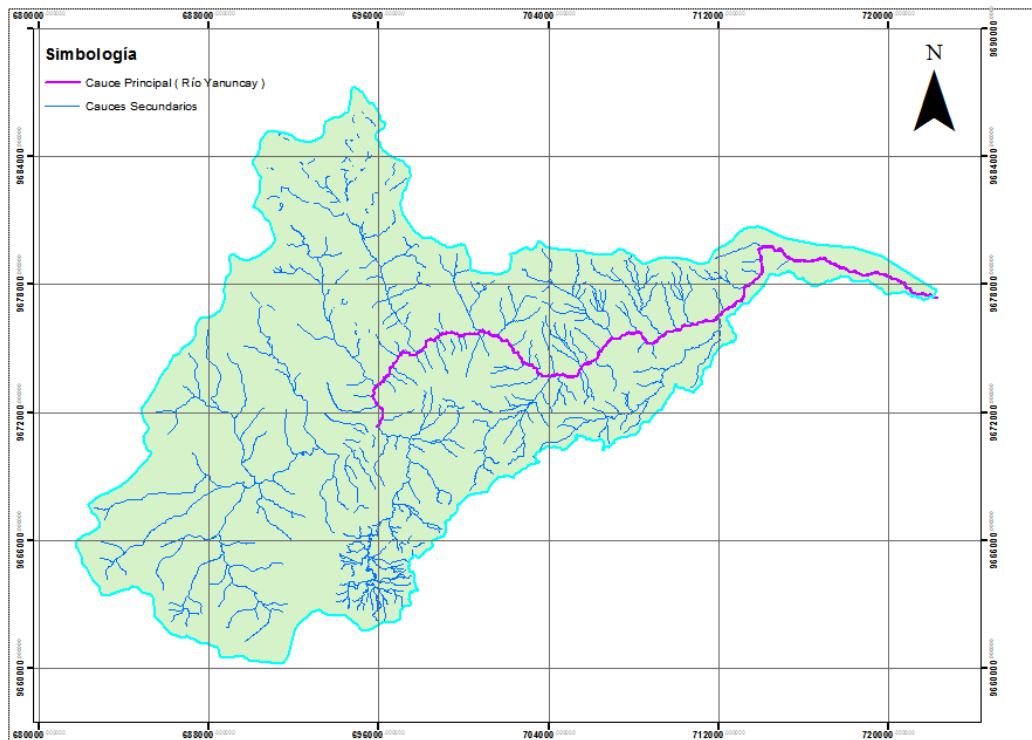
- Recopilar, validar y procesar la información existente hidrometeorológica instantánea obtenida de las estaciones pluviométricas dentro de la cuenca del río Yanuncay.
- Implementar los modelos matemáticos HEC-HMS y HEC-RAS para el río Yanuncay con la finalidad de obtener mapas de zonas con riesgos potenciales de inundación para varios periodos de retorno.
- Realizar la modelación hidráulica de puentes, y verificar su estado actual de funcionalidad.

2. Materiales

2.1. Área de Estudio

La cuenca del río Yanuncay conforma la parte alta de la cuenca del río Paute y está ubicada en la cordillera occidental de los Andes, en la provincia del Azuay. Tiene una superficie de 416.14 km^2 que se extiende desde los 2520 m.s.n.m hasta los 4080 m.s.n.m, con un valle formado por laderas de fuerte pendiente (ver Figura 2.1).

Figura 2.1 Cuenca del Río Yanuncay



El clima en la cuenca del río Yanuncay se ve influenciado por las corrientes de aire oceánicas y continentales provenientes de la costa del Pacífico por el Oeste, así como por las corrientes tropicales del Atlántico por el Este, con dos estaciones de lluvias en el año. (febrero- mayo y octubre –noviembre) (Vuille et al., 2000).

La cobertura vegetal de la cuenca del río Yanuncay está conformada por bosques, páramo, cultivos (papa, maíz, fréjol) y pastos. El suelo del páramo de la cuenca del río Yanuncay está conformado principalmente por Andosoles, los cuales tienen una gran capacidad de retención de agua, mientras que, el valle está conformado por rocas volcánicas masivas, alteradas, fracturadas en parte y cubiertas por coluviales de pie de ladera y suelos residuales. El fondo del valle, plano y estrecho, es



el asiento de depósitos (terrazas) originados por el río y conos aluviales producidos por pequeños riachuelos transversales. Los cuerpos ígneos masivos forman gargantas que cierran el valle y constituyen el cauce del río. (Cocha, 2009).

La naturaleza de los bosques, páramos y humedales que forman parte de la cobertura vegetal una cuenca garantizará la viabilidad hídrica, además de estabilizar el clima a nivel global (Echavarría, 1999). Las aguas del río Yanuncay provienen principalmente de los humedales del Parque Nacional El Cajas. Sus principales afluentes son: río Minas, río Yunguilla, río Chan- Chan, río Ishcayrumi, río Bermejos, río Soldados, río Rircay, río Pucán, etc.

La zona de estudio comprende el tramo entre Barabón y los Tres Puentes, unos cuantos metros antes de la junta con el río Tarqui; y posee una longitud de 8.370 km, esta zona se considera poblada ya que atraviesa a la ciudad de Cuenca por lo que es de gran importancia la determinación de la vulnerabilidad de esta ante las inundaciones.

2.2. Información Hidrometereológica

Se ha utilizado información instantánea de precipitaciones de las estaciones pluviométricas monitoreadas por ETAPA EP (Empresa pública municipal de telecomunicaciones, agua potable, alcantarillado y saneamiento de Cuenca - Ecuador). La resolución de los pluviómetros es de 0.5mm. Se ha elegido usar únicamente las dos estaciones ya que estas son representativas para el área de interés.

Se dispone de dos estaciones meteorológicas Yanuncay en Cancán y Yanuncay en Pucán de donde se obtuvo un registro de precipitaciones; Pucán tiene un registro desde julio de 1997 hasta diciembre del 2015 con una ausencia de datos de 10 meses en el año 2004; Cancán cuenta con un registro completo desde julio de 1997 hasta diciembre del 2013. También se cuenta con una estación hidrológica Yanuncay en Pucán de donde se obtuvo información instantánea de caudales con un registro desde julio de 1997 hasta el año 2009 con un registro faltante 7 meses ocurrido por la crecida de junio del 2007 que destruyó el equipo. En la Tabla 2.1 se presentan las características de las estaciones utilizadas para la cuenca de estudio.


Tabla 2.1 Características de las estaciones pluviométricas monitoreadas por ETAPA EP

Estación	Tipo	Código	UTMx (m)	UTMy (m)	Cota (msnm)	Años de registro	Estado del registro	Tipo de datos
Yanuncay en Cancán	M	Yc	695702	9674713	3538	1997-2013	Completo	Precipitación Instantánea (mm)
Yanuncay en Pucán	M	Yp	703600	9674444	3000	1997-2015	Ausencia de datos: 7 de febrero a diciembre 31 de 2004	Precipitación Instantánea (mm)
Yanuncay en Pucán	H	Yp	695702	9674713	3000	1997-2009	Ausencia de datos: 21 junio 2007 – 26 febrero 2008	Caudales Instantáneos (m ³ /s)

Datum: WGS84. M: Meteorológica H: Hidrológica

2.3. Información Cartográfica

La cartografía base fue obtenida en el Geo Portal del instituto Geográfico Militar del Ecuador. Este portal brinda cartografía de libre acceso en escala 1:50000. Las cartas topográficas utilizadas son SAN FERNANDO (N VI-B1; 3784-IV), GIRÓN (N VI-B2; 3784-I), CHAUCHA (N V-F3; 3785-III) y CUENCA (N V-F4; 3785-II) las capas disponibles son de curvas de nivel, ríos, centros poblados, etc.

También el Programa para el Manejo del Agua y del Suelo “PROMAS” de la Universidad de Cuenca aportó con un Modelo Digital del Terreno (MDT) (ver Figura 2.2) a partir del cual se obtuvo topografía a escala 1:1000, con secciones transversales levantadas del tramo de interés y finalmente con información cartográfica de usos de suelo en escala 1:25000 (ver Figura 2.3).

Figura 2.2 Modelo Digital del Terreno (MDT) del tramo de estudio.

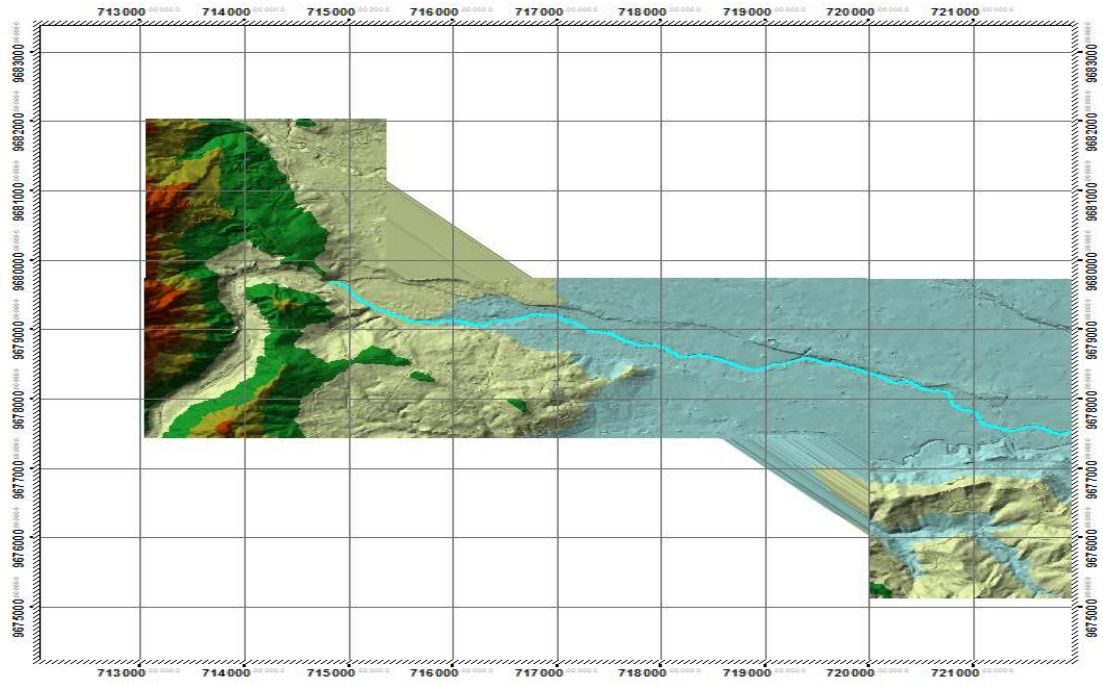
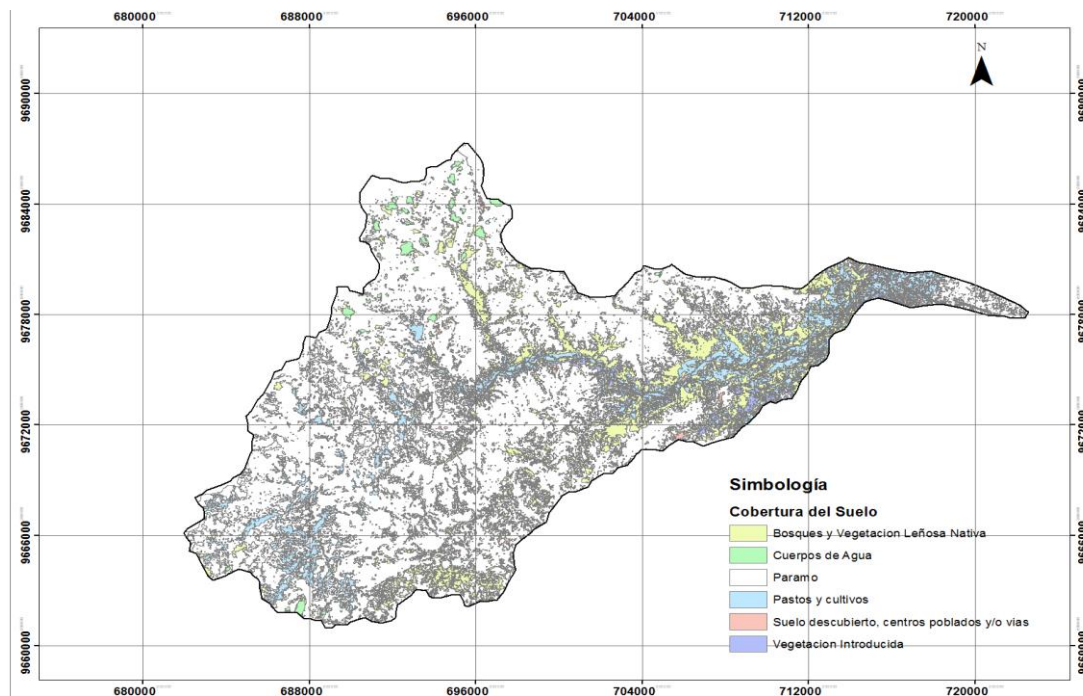


Figura 2.3 Mapa de usos de suelo en la cuenca Yanuncay.



2.4. Modelos de simulación

2.4.1. Modelación Hidrológica

Un modelo de cuenca hidrológica es un grupo de abstracciones matemáticas que describen fases relevantes del ciclo hidrológico, con el objetivo de simular la conversión de la precipitación en escurrimiento. En principio las técnicas de modelación de cuencas son aplicables a cuencas de cualquier tamaño, ya sean pequeñas (pocas hectáreas), de tamaño medio (cientos de kilómetros cuadrados) o grandes (miles de kilómetros cuadrados). En la práctica las aplicaciones de la modelación son generalmente confinadas al análisis de cuencas para las cuales la descripción de las variaciones espaciales temporales y/o variaciones espaciales de precipitación están garantizadas. Usualmente este es el caso para cuencas de tamaño medio y grande (PONCE, 1989).

La modelación hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de avenidas que se ha extendido por todo el mundo, fundamentalmente en países desarrollados. En la actualidad, con el empleo de estos modelos, se realiza el análisis y la prevención de las inundaciones; además, es posible manejar hipótesis suficientemente realistas o previsibles que ofrezcan un cierto grado de confianza para la toma de decisiones, ya sea en la ordenación del territorio en torno a los ríos o para exigir criterios de diseño de obras e infraestructuras capaces de soportar y funcionar adecuadamente en situaciones de emergencia. Incluso, alertar a los servicios de protección civil y establecer protocolos de actuación ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias (Dueñas 1997).

Un modelo matemático puede ser determinístico o probabilístico, lineal o no lineal, invariable en el tiempo o variable en el tiempo, global o distribuido, continuo o discreto, analítico o numérico, evento aislado o proceso continuo.

El HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa libre de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semi-distribuido, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EEUU para realizar simulaciones de los procesos hidrológicos a nivel de eventos o en forma continua. Para este trabajo se realizará la simulación a nivel de evento, para determinar el comportamiento del sistema hídrico de la cuenca del río Yanuncay durante un evento de precipitación correspondiente a los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Los componentes incluyen:

- Modelos de cuenca: utilizado para representar la parte física de la cuenca, en el caso de las subcuencas existen diferentes métodos para determinar las pérdidas de precipitación, añadir el flujo base y método de cálculo.
- Modelos meteorológicos: calculan la precipitación requerida en una subcuenca.

- Especificaciones de control: fijan el tiempo de duración de cada corrida de una simulación incluyendo fecha de inicio y de finalización.
- Datos de entrada: como las series de tiempo que son requeridas como condiciones de borde en los modelos de la cuenca y meteorológicos.

2.4.2. Modelación Hidráulica

Los modelos hidráulicos al igual que los hidrológicos pueden ser de distintos tipos ya sean estos físicos, análogos y matemáticos. Dentro de los modelos matemáticos se tienen los modelos de simulación numérica los que son empleados en este estudio.

Los estudios en modelos de ríos son usados para resolver problemas de regulación de ríos o desarrollos hidroenergéticos, determinar el tiempo de desplazamiento de ondas de inundación por los cauces de los ríos, métodos para el mejoramiento de canales para la transmisión de inundaciones con menos riesgo de desbordamiento sobre las orillas, los efectos de los acortamientos de los ríos, efecto de diques, paredes de contención sobre la erosión de los lechos, altura de los remansos provocados por estructuras permanentes o temporales, construidas en medio de un cauce; dirección y fuerzas de corriente en ríos y puertos y sus efectos sobre la navegación, etc. (Modelación Hidráulica, (s.f)).

HEC-RAS (Hydrological Engineering Center - River Analysis System) es un programa libre de modelización hidráulica unidimensional que permite la modelización de los ríos en régimen permanente o no permanente, modelización de transporte de sedimentos y realizar un análisis de calidad de aguas.

Permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas vulnerables, esto lo realiza mediante la implementación de las ecuaciones de la continuidad y momentum de "Saint Venant" adaptándolas a la forma del cauce y a una llanura de inundación formada por la creciente.

Para la modelación hidráulica es necesario conocer las condiciones de contorno de los ríos y el tipo de flujo para el cual se va a realizar la simulación. Se admiten como condiciones de contorno al nivel de agua conocido siendo el más adecuado el medido en alguna sección transversal, el calado crítico siendo adecuado si existe una sección de control, el calado normal es adecuado para condiciones donde el flujo se aproxime al uniforme y la curva de gasto si existe alguna sección de control con una relación fija entre calado y caudal. (Nanía y Molero, 2007).

HEC- RAS posee cuatro opciones para el diseño hidráulico: Erosión por efecto de puentes, transporte de sedimentos, flujo uniforme permanente y no permanente y diseño estable de canales. Además,



cuenta con herramientas de edición gráfica de secciones transversales, la implementación de estructuras como puentes, diques, áreas inefectivas, etc. El flujo con el que se diseña el tramo de estudio del río Yanuncay es flujo permanente gradualmente variado.

HEC-geoRAS (Hydrological Engineering Center - Geospatial River Analysis System) es una extensión para ArcGIS desarrollada conjuntamente por el Hydrologic Engineering Center del United Army Corps of Engineering y el Environmental System Research Institute (ESRI).

Mediante HEC-geoRAS se crea un archivo que contiene los datos de la geometría del terreno incluyendo el cauce del río, las secciones transversales, etc. Este archivo se importa a HEC-RAS para realizar la respectiva modelación y obtener los resultados de calado y velocidades. Estos resultados generados los podemos exportar a Arc GIS para procesarlos y obtener los mapas de inundación.

3. Métodos

3.1. Análisis Hidrológico

La precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua (Aparicio, 1989).

3.1.1. Procesamiento y validación de la información.

La información obtenida de las estaciones es instantánea tanto para las precipitaciones como para los caudales, por lo que es necesario realizar un procesamiento previo y de verificación de datos. Existen diferentes procedimientos para la evaluación de la calidad y validación de los mismos, entre ellos están las pruebas de bondad de ajuste y los análisis de caja.

Los registros de precipitación se colocaron en un solo formato de fecha para que, con la ayuda de hojas de cálculo y filtros se puedan obtener diversas tablas como son de precipitaciones máximas diarias, mensuales (régimen de precipitaciones) y anuales, así como precipitaciones máximas 24 horas las cuales son empleadas para la construcción de las curvas IDF y para la obtención de los hietogramas de diseño.

Los registros de los caudales se procesaron de manera similar con el fin de obtener tablas que contengan los caudales máximos instantáneos anuales, caudales medios diarios (obtenidos a partir de promedios de los caudales instantáneos), caudales medios mensuales (régimen de caudales) y anuales.

Bondad de Ajuste. –

Se entiende por bondad de ajuste, la asimilación de datos observados de una variable, a una función matemática previamente establecida y reconocida. A través de ésta es posible interpolar y extrapolar información; en otras palabras, predecir el comportamiento de la variable en estudio (Pizarro et al, 1986).

Existe una diversidad de pruebas de bondad de ajuste las cuales poseen distintos grados de efectividad. En la presente investigación se utiliza el test de Kolmogorov-Smirnov. Este test prueba la bondad del ajuste de la distribución de probabilidad, a través del valor absoluto de la máxima diferencia entre la distribución observada acumulada y la distribución teórica acumulada (Pizarro et al., 2004).

Se ha empleado el test a dos distribuciones de probabilidad siendo estas la distribución de Gumbel y la distribución Normal.

Para determinar la frecuencia acumulada observada y teórica, primero se ordenan los datos de menor a mayor y luego se aplica la siguiente expresión:

$$Fn(X) = \frac{n}{N + 1} \quad (1)$$

Donde:

$Fn(X)$ Frecuencia observada acumulada.

N N° total de datos.

n N° total de orden.

La frecuencia teórica acumulada se determina a través de la aplicación de la función ejecutada.

Luego, se calcula el supremo de las diferencias entre la frecuencia observada acumulada y la frecuencia teórica acumulada, en la i -ésima posición de orden, que se denomina D .

$$D = \text{Sup } |Fn(x) - F(x)| \quad (2)$$

Con el valor obtenido, se acude a la tabla de valores críticos de D_t en tablas estadísticas de Kolmogorov-Smirnov, y según el tamaño de la muestra, se establece si el ajuste es apropiado si D obtenido es menor al D_t de la tabla. Los valores de D_t se han obtenido de la tabla que se presenta en el Anexo 1.

Coefficiente de determinación.-

El coeficiente de determinación R^2 , mide la proporción o porcentaje de variación total de la variable dependiente, siendo la medida de bondad de ajuste más utilizada (Guajariti, 1992) citado en (Pizarro, 2004).

El coeficiente de determinación R^2 está definido por la siguiente expresión:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (Fn(X)_i - F(X)_i)^2}{\sum (Fn(X)_i - \overline{Fn}(X))^2} \quad (3)$$

Donde:

R^2 es el coeficiente de determinación $0 \leq R^2 \leq 1$

$F_n(X)_i$ es la frecuencia observada acumulada.

$F(X)_i$ es la frecuencia teórica acumulada.

$\overline{Fn}(X)$ es la media de las frecuencias observadas acumuladas.

Análisis de caja. –

Un análisis de caja se emplea para determinar los valores atípicos o “Outlier” en una serie histórica, basándose en los cuartiles de la misma. El análisis de caja permite conocer los valores mínimo y máximo, los cuartiles Q1 (25% de los datos), Q2 o mediana (50% de los datos) y Q3 (75% de los datos).

Los valores extremos se pueden considerar de dos tipos, valores atípicos y valores sospechosos, para decidir si estos valores son atípicos y deben ser eliminados del análisis, se utilizará el criterio de John Tukey 1977: Si la distancia del rectángulo principal al valor extremo es 3 veces su longitud entre Q1 y Q3 es un valor atípico y si su relación es menor el valor es sospechoso y no necesariamente debe ser desechado del análisis posterior.

3.1.2. Distribución de Probabilidades

El cálculo de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos se basa en el ajuste de las series de datos a determinadas distribuciones de probabilidad. La función normal es la más utilizada en el campo de la estadística, pero su uso es limitado en la hidrología. El uso de esta función, en términos hidrológicos, debe reducirse a zonas húmedas donde el valor medio es alto, no siendo recomendable para valores extremos (Linsley et al., 1988).

Debido a que la función Gumbel es la que mejor representa “lluvias anuales extremas”, así como “la variación de una serie anual de máxima intensidad de precipitación”, esta función es la más adecuada para representar valores máximos de intensidad (Verna., 1988; Stol.,1971) citado en (Tapia et al., 2001); (Koutsoyiannis, Kozonis, & Manetas, 1998).

Según Pizarro y Novoa (1986), la definición de la probabilidad implica consignar dos conceptos; uno de ellos es el periodo de retorno, el cual está definido como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales; sea ese tiempo, T. El segundo concepto es la probabilidad de excedencia, que es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde la variable aleatoria toma un valor igual o superior a cierto número X.

Distribución de probabilidad de Gumbel. –

La función de distribución de probabilidad de Gumbel se define como (Pizarro et al, 2004):

$$F_{(x)} = e^{-e^{-\sigma(x-u)}} \quad (4)$$

Con $-\infty \leq x \leq \infty$ y en donde x presenta el valor a asumir, con σ y u parámetros que se hallan en función de la muestra y e base de los logaritmos neperianos.

$$\sigma = \frac{1}{0.779696 * S} \quad (5)$$

$$u = \bar{x} - 0.450047 * S \quad (6)$$

Donde

S es la desviación estándar de la muestra.

\bar{x} es la media de la muestra.

3.1.3. Curvas de Intensidad, Duración, Frecuencia (IDF)

Las curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF) se construyen por medio de puntos representativos de la intensidad media de precipitación para diferentes duraciones, correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno (Témez,1978).

Mediante las curvas IDF es posible estimar la intensidad de eventos máximos de distintas duraciones y para diferentes periodos de retorno. Para la obtención de las curvas IDF se selecciona la serie de valores máximos, se establece un rango de duraciones de 5,15,30,45,60,120,240,360,720 y 1440 minutos. Luego, a cada una de las series obtenidas para cada duración se ajusta la distribución de probabilidad de Gumbel, y se construyen las familias de curvas en las cuales se puede estimar las intensidades máximas para duraciones y periodos de retorno diferentes.

3.1.4. Tiempo de Concentración (t_c)

El tiempo de concentración depende de las características geomorfológicas de la cuenca y de la lluvia (Upegui & Gutierrez, 2011), el tiempo de concentración se lo define comúnmente como el tiempo que tarda en llegar al sitio de desagüe una gota de agua caída en el punto más alejado de la cuenca. También se puede decir que es el tiempo necesario para que todo el sistema contribuya a

la generación de flujo en el sitio de desagüe, es decir es el tiempo de respuesta o de equilibrio del sistema (Llamas,1993).

El tiempo de concentración es la fase del aguacero que determina el caudal máximo, y esta fase puede ser igual o no a la duración del aguacero, ya que la duración de la lluvia es ajena al tamaño de la cuenca y es sólo función de variables climáticas, por lo que la lluvia asociada a los caudales máximos se refiere al intervalo más intenso de duración igual al tiempo de concentración, pero esa duración no equivale a la duración del aguacero, ya que sólo una fase del aguacero puede ser suficiente para generar una creciente si el suelo se encuentra saturado (Témez, 2003). Citado en (Upegui & Gutiérrez, 2011).

Para su cálculo se utilizan relaciones empíricas que se relacionan con ciertos parámetros propios de la cuenca, las relaciones o fórmulas son muchas dentro de la literatura, sin embargo, en esta investigación se aplicaran las más comunes.

Ecuaciones empíricas para estimar el tiempo de concentración. –

Las ecuaciones que se utilizan para hallar el tiempo de concentración son:

- Ecuación de California Culvert Practice.
- Ecuación de Kirpich.
- Ecuación de Giandotti.
- Ecuación de Temez.

California Culvert Practice.

$$t_c = 60 * \left[\frac{0.87075 * L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (7)$$

Kirpich.

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{(0.001L)^3}{H} \right)^{0.385} \quad (8)$$

Giandotti.

$$t_c = 60 * \frac{(4 * \sqrt{A}) + (1.5 * L)}{0.8 * \sqrt{H}} \quad (9)$$

Temez.

$$t_c = 60 * 0.3 * \left[\frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.76} \quad (10)$$



Dónde:

- t_c es el tiempo de concentración (min)
 L es la longitud del cauce (km)
 H es la diferencia de cotas entre el punto más alto de la cuenca y el punto de interés (m).
 A es el área de la cuenca (km²).
 S es la pendiente promedio del cauce principal (m/m)

3.1.5. Caudales Máximos de Diseño: Método Soil Conservation Service (SCS)

El cálculo del caudal que genera una cuenca puede ser obtenido mediante la estimación de la cantidad de agua que penetra en la superficie (fenómeno de abstracción). La infiltración se define como el proceso por el cual el agua penetra por la superficie del suelo y llega hasta sus capas inferiores. Muchos factores del suelo afectan el control de la infiltración, así como también gobiernan el movimiento del agua dentro del mismo y su distribución durante y después de la infiltración. (Vélez et al, 2002) citado en (Ruiz et al., 2004).

El Soil Conservation Service (SCS) propuso un método que permite estimar la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía superficial (Q) a partir de la precipitación (P) y a partir de las abstracciones iniciales referidas al número de curva (CN).

Abstracciones Iniciales (Ia).

Consiste principalmente en pérdidas por intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración, antes de que se produzca el escurrimiento (Hidrograma unitario sintético, (s.f.)).

Mintegui y López (1990), señalan que la formación del escurrimiento superficial dependerá del régimen de las precipitaciones y de las características hidrológicas del suelo. Si estas características permiten en todo momento la infiltración de una cantidad de agua igual o superior a la que aporta la precipitación, no se producirá ninguna corriente superficial; en caso contrario, se formará una lámina superficial de agua que escurrirá ladera abajo, en función de la pendiente del terreno.

Cuando la precipitación es menor que las abstracciones iniciales, no se genera escurrimiento superficial. La máxima cantidad de lluvia que la cuenca puede absorber se denomina retención potencial máxima (S). El SCS relaciona la retención real ($P - Ia - Q$), y la retención potencial máxima que es igual a la relación entre la escorrentía real (Q) y la escorrentía potencial máxima ($P - Ia$):

$$\frac{P - Ia - Q}{S} = \frac{Q}{P - Ia} \quad (11)$$

Al realizar estudios en cuencas experimentales se ha demostrado que Ia es aproximadamente el 20% de la retención potencial máxima, así $Ia = 0.2S$, por lo que la ecuación del escurrimiento se puede escribir:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (12)$$

El número de curva y la retención potencial máxima se relacionan por:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (13)$$

Donde S está en milímetros. De la *ecuación 13* se puede deducir que para zonas pavimentadas S será igual a 0 y CN será igual a 100, mientras que, cuando no se produce escurrimiento superficial S tiende a infinito y CN tiende a 0.

El número de curva depende de las características de la cuenca tales como:

- Uso de la tierra
- Condiciones de humedad antecedente
- Precipitación
- Condiciones del suelo.

Según el SCS se aceptan tres clases de condiciones de humedad antecedente para una cuenca, como se muestra en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1 Condiciones de Humedad antecedente publicada por la Soil Conservation Service 1972.

Clases de condiciones de humedad antecedentes (AMC)	Lluvia total de los 5 días anteriores (milímetros)	
	Estación sin desarrollo vegetativo	Estación de crecimiento vegetativo
I	menos de 12.7 mm	menos de 35.6 mm
II	12.7 a 27.9 mm	35.6 a 53.3 mm
III	más de 27 mm	más de 53.3 mm

El AMCI considera al suelo seco, el AMCII a suelos humedecidos mientras que el AMCIII a suelos completamente saturados.

Los valores de CN se han determinado basándose en el tipo de suelo y la utilización de la tierra, la Tabla 3.2 contiene valores de CN donde parámetros como el tipo de cubierta vegetal, práctica de

cultivo y condiciones hidrológicas sean estas deficientes, regulares o buenas influyen directamente en la estimación del número de curva.

Tabla 3.2 Número de Curva para condiciones antecedentes de humedad II e Ia = 0.2 S publicado por la Soil Conservation Service 1972.

Uso de la tierra o cubierta	Tratamiento o práctica	Condiciones hidrológicas	Grupo Hidrológico			
			A	B	C	D
Barbecho	en surco	deficientes	77	86	91	94
Cultivos en líneas	en surco	deficientes	72	81	88	91
	en surco	buenas	67	78	85	89
	en fajas a nivel	deficientes	70	79	81	88
	en fajas a nivel	buenas	65	75	82	86
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	66	74	80	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	62	71	78	81
Cereales	en surco	deficientes	65	76	84	88
	en surco	buenas	63	75	83	87
	en fajas a nivel	deficientes	63	74	82	85
	en fajas a nivel	buenas	61	73	81	85
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	61	72	79	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	59	70	78	81
Leguminosa muy densas o praderas en rotación	en surco	deficientes	66	77	85	89
	en surco	buenas	58	72	81	85
	en fajas a nivel	deficientes	64	75	83	85
	en fajas a nivel	buenas	55	69	78	83
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	63	73	80	83
	en fajas a nivel & terreno	buenas	51	67	76	80
Patos		deficientes	68	79	86	89
		regulares	49	69	79	84
		buenas	39	61	74	80
	en fajas a nivel	deficientes	47	67	81	88
	en fajas a nivel	regulares	25	59	75	83
	en fajas a nivel	buenas	6	35	70	79
Praderas (permanentes)		buenas	30	58	71	78
Bosques		deficientes	45	66	77	83
		regulares	36	60	73	79
		buenas	25	55	70	77
Granjas			59	74	82	86
Carreteras sin afirmar			72	82	87	89
Carreteras afirmadas			74	84	90	92

Además de los parámetros mencionados con anterioridad los valores de CN dependen de las condiciones hidrológicas de los suelos, según su capacidad de infiltración estas condiciones se clasifican en cuatro grupos, los mismos que se indican en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Especificaciones de los grupos hidrológicos del suelo publicado por la Soil Conservation Service 1972.

Grupo hidrológico del suelo	Potencial de escorrentía	Infiltración cuando la tierra está húmeda	Suelos típicos
A	Escaso	Alta	Arenas y grava excesivamente drenadas
B	Moderado	Moderada	Texturas medias
C	Medio	Lenta	Textura fina o suelos con una capa que impide el drenaje hacia abajo
D	Elevado	Muy Lenta	Sueños de arcillas hinchadas o compactas o suelos poco profundos sobre capas impermeables

3.1.6. Hietograma Unitario

El hietograma o histograma refleja la distribución temporal de las precipitaciones. En otras palabras, el histograma es un gráfico de barras que representa la distribución de una tormenta en el tiempo el cual ocurrió la misma. Las barras del gráfico son las alturas de lluvia y el intervalo representa el incremento de tiempo, el mismo que se mantiene constante. La suma de todos los intervalos de tiempo es la duración del evento de precipitación (Rojas & Puyol, 2006) citado en (Urgilés, 2015). Cuando las alturas de lluvia se expresan en manera porcentual con respecto a la unidad, se habla de un hietograma o histograma unitario.

Para la determinación del hietograma existen diversos procedimientos, varios de ellos se basan en las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia. Pero el más empleado es el método de bloques alternos (alternating block method, Chow et al.,1994).

El método de bloques alternos consiste en formar un gráfico de barras, ubicando en la parte central el mayor valor de la precipitación, luego se alterna en orden descendente hacia la derecha e izquierda los demás valores (Chow, 1994); (Rojas & Puyol, 2006).

3.1.7. Histograma de diseño

Los histogramas de diseño se han tomado de la investigación realizada por Gabriela Urgilés en el año 2015 “ANÁLISIS ESPACIO-TEMPORAL DE PRECIPITACIONES E INTENSIDADES: OBTENCIÓN DE HISTOGRAMAS DE DISEÑO EN LA CUENCA ALTA DEL RÍO PAUTE”, esta investigación contiene los histogramas de diseño para cada una de las subcuencas que posee la cuenca alta del río Paute para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años. Como las estaciones utilizadas para la determinación de los histogramas de diseño para la cuenca del río Yanuncay son Yanuncay en Pucán y Yanuncay en Cancán, se han verificado los valores de los hietogramas con la diferencia de que para la estación de Yanuncay en Pucán se cuenta con dos años más de registro.

3.1.8. Hidrograma Unitario

El método de cálculo de caudales máximos desarrollado por el SCS, consta de dos partes. En la primera se hace una estimación del escurrimiento directo y en la segunda se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de punta. (Hidrograma unitario sintético, (s.f.)). Para determinar la distribución en el tiempo de la escorrentía el Servicio de Conservación de Suelos desarrolló el método del hidrograma unitario. El hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unitaria de una duración determinada se denomina hidrograma unitario (Sánchez,2016).

La obtención del hidrograma unitario se lo hace a partir del hidrograma triangular sintético en el cual el tiempo que transcurre desde que se inicia el escurrimiento directo hasta la generación del caudal pico (Q_p) se denomina tiempo pico (t_p) y el intervalo de tiempo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento directo se denomina tiempo base (t_b). En la Figura 2.4 se indican los elementos del hidrograma triangular sintético cuyas expresiones de cálculo son:

$$t_p = 0.5 D + t_r + 0.6 t_c \quad (14)$$

$$t_b = 2.67 t_p \quad (15)$$

$$Q_p = \frac{P * A}{1.8 * t_b} \quad (16)$$

Donde:

t_p Tiempo Pico (horas)

Q_p Caudal Pico (m^3/s)

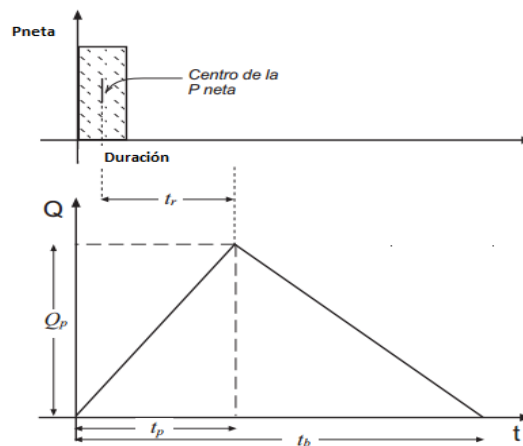
t_b Tiempo base (horas)

P Precipitación neta (mm)

A Superficie de la cuenca (km^2)

t_r Tiempo de retardo (horas)

Figura 2.4 Hidrograma Triangular Sintético



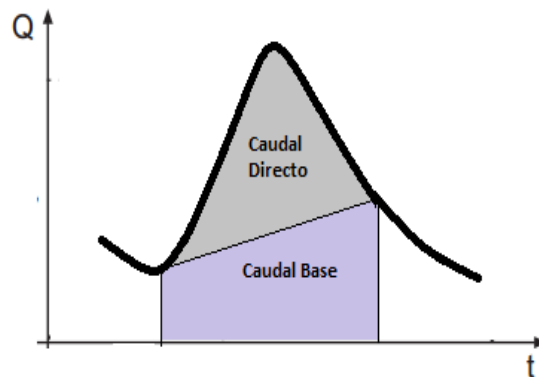
Tiempo de Retardo. -

El SCS tras analizar un gran número de hidrogramas determinó que el tiempo de retardo es aproximadamente el 60% del tiempo de concentración.

El intervalo de tiempo comprendido entre los centros de gravedad del hietograma y del hidrograma, es el tiempo de retardo y durante este tiempo ocurre el ascenso del hidrograma en el que empieza y termina de generarse el caudal directo, en la parte cóncava del hidrograma al finalizar la curva se indica el punto a partir del cual existe únicamente caudal base en la cuenca.

El escurrimiento total generado por una cuenca está compuesto de flujo directo, que es el producido por la precipitación y el flujo base que es el producido por el aporte del agua subterránea. No todas las precipitaciones generan un caudal directo sino únicamente aquellas que son intensas y prolongadas y de igual manera no todos los flujos subterráneos generan un caudal base. Las características de estos flujos difieren significativamente por lo que deben ser analizados por separado. El análisis de hidrogramas permite una separación aproximada de los flujos y esto se lo hace identificando en el hidrograma el punto de inicio del escurrimiento directo y el punto en que toda la escorrentía provocada por las precipitaciones es únicamente escorrentía base, al unir estos dos puntos en el hidrograma se pueden diferenciar el caudal directo del caudal base como lo indica la Figura 2.5.

Figura 2.5 Separación de flujos en el hidrograma



3.1.9. Consideraciones para el cálculo en HEC-HMS

Modelo de la cuenca. –

HEC – HMS cuenta con muchos modelos matemáticos para determinar las pérdidas de precipitación, transformar el exceso en caudal y añadir el gasto base, en el modelo de la cuenca se deben especificar los diferentes métodos bajo los cuales se obtendrá las pérdidas, el escurrimiento de la cuenca y el flujo base.

Tabla 3.4 Métodos de cálculo usados por HEC - HMS

Método	Parámetro	Descripción
	Área (km ²)	
Número de curva (CN) del Soil Conservation Service	Abstracciones Iniciales (mm)	Representa el 20 % de la Retención Potencial Máxima (S)
	Número de Curva (CN)	
	Impervious (%)	Rango entre (0 a 5) %: Para un valor de 5% indica ser muy impermeable.
Hidrograma unitario del Soil Conservation Service	Tipo de Gráfico	Standard
	Tiempo de retardo (min)	Aproximadamente el 60% del tiempo de concentración
Recesión	Descarga inicial (m ³ /s)	Caudal base
	Constante de Recesión	Disminución del caudal base cada día. Valores entre 0.1 - 0.99
	Umbral de escurrimiento (Thresdhol Type)	Ratio to Peak Caudal Umbral
	Ratio	Varía entre (0 - 1). Representa el % del caudal punta a partir del cual se comienza a computar una nueva recesión. Ej.: 0.1= 10% del Caudal Punta

Modelo Meteorológico. –

El modelo meteorológico calcula la precipitación requerida en una subcuenca. Para el cálculo se pueden usar diversos métodos que pueden modelar la precipitación ya sea sólida o líquida, incluye métodos de cálculo para la evapotranspiración, así como para el derretimiento de nieve.

El método usado para el cálculo de la precipitación es el Hietograma especificado (Specified Hyetograph) en el que el usuario introduce el hietograma para la subcuenca.

Especificaciones de control. –

En las especificaciones de control se fija el tiempo de duración de la corrida de una simulación, es decir se incluye la fecha de inicio, la fecha de finalización y el incremento de tiempo (Time Interval) que es el que indica cada cuanto tiempo se debe realizar el cálculo del hidrograma; si se asume 5 minutos el hidrograma se calculará mediante puntos separados de 5 en 5 minutos, no se recomienda que este valor sea muy alto por que el hidrograma no aparecerá como una curva suave, sino poligonal.



Datos de series de tiempo. –

Existen diversos datos de entrada de series de tiempo ya sean de precipitación, caudales, niveles, temperatura, radiación solar, etc. Estos datos pueden ser ingresados manualmente o como referencia a un record HEC-DSS.

Los datos de entrada serán de precipitación, se debe ingresar los hietogramas de diseño correspondientes a cada periodo de retorno, indicando el tiempo con el que están registrados los datos.

3.2. Análisis Hidráulico

3.2.1. Caracterización Hidráulica del flujo

El flujo en canales abiertos puede clasificarse en función del cambio de los parámetros del flujo (profundidad, velocidad, rugosidad etc.) con respecto al tiempo y al espacio. Si estos parámetros varían en función del espacio el flujo puede ser uniforme o no uniforme.

Flujo Uniforme. –

Se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente según cambie o no la profundidad respecto al tiempo (Chow, 1994).

Se considera que el flujo uniforme es solo permanente, debido a que el flujo uniforme no permanente prácticamente no existe. En corrientes naturales, aun el flujo uniforme permanente es raro debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme (Chow, 1994). Aunque no se cumpla la condición estricta de flujo uniforme la modelación bajo esta condición ofrece una solución simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos.

El flujo uniforme puede clasificarse como gradualmente variado y rápidamente variado. El flujo uniforme gradualmente variado es aquel en el que los parámetros del flujo cambian en forma gradual a lo largo del canal. Debido a las condiciones topográficas en los cauces naturales, las secciones transversales y la pendiente no son las mismas en toda su longitud; lo que hace que se produzcan flujos no uniformes al cambiar de una condición de flujo uniforme a otra (Timbe et al.,

2014). Si la tasa de variación de la profundidad del calado con respecto a la distancia es alta, el flujo sería rápidamente variado.

Aun cuando se sabe que un flujo uniforme difícilmente ocurrirá en un cauce natural, las ecuaciones de flujo uniforme, bajo ciertas consideraciones, se siguen utilizando dentro del cálculo hidráulico de sus variables, de ahí que la suposición más común a la hora de abordar un caso real es que la pérdida de energía en una sección para un flujo gradualmente variado es la misma que para un flujo uniforme que tenga la velocidad y radio hidráulico de dicha sección (Chow, 1959).

3.2.2. Consideraciones para el cálculo en HEC-RAS

Una de las hipótesis básicas de HEC- RAS es la unidimensionalidad del flujo, por ejemplo, las componentes vertical y transversal de la velocidad se consideran despreciables y únicamente se considera la magnitud de esta en el sentido del cauce. A pesar de esta unidimensionalidad del flujo HEC-RAS permite caracterizar a las secciones transversales según las llanuras de inundación derecha e izquierda, separadas por el cauce principal y cada una de ellas descritas con su respectivo coeficiente de rugosidad de Manning y la distancia que tiene una sección respecto a la sección inmediata aguas abajo.

Para resolver el flujo gradualmente variado HEC-RAS utiliza la ecuación de balance de energía (trinomio de Bernoulli) entre dos secciones dadas y la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento para casos en que se simulen estructuras como puentes o vertederos. El balance de energía entre dos secciones dadas lo resuelve por el método iterativo paso a paso. Las pérdidas de energía las determina a partir de la fórmula de Manning y utiliza por defecto coeficientes de pérdidas localizadas por expansión y contracción. (Bladé et al, 2009). Los coeficientes de contracción y expansión definen la brusquedad con la que se desarrolla la transición entre dos secciones consecutivas de acuerdo a la morfología que tiene el cauce, por defecto el modelo establece los coeficientes de expansión y contracción con valores de 0.3 y 0.1 respectivamente.

HEC-RAS utiliza la ecuación de cantidad de movimiento no solo en la hidráulica de puentes sino también la usa para simular el flujo a régimen lento (subcrítico), rápido (supercrítico) y la combinación simultánea de ambos (resalto hidráulico).

Generalmente debido a las contracciones o expansiones bruscas existen zonas por las que el agua se estanca de manera que el caudal no fluya en la dirección del cauce. Estas zonas se llaman zonas de flujo inefectivo. HEC-RAS representa estas áreas mediante límites que se pueden fijar en ambos bordes, ya sea derecho o izquierdo; el área mojada de estas áreas no se tiene en cuenta para el cálculo. Estas áreas de flujo inefectivo son muy útiles al momento de definir estructuras hidráulicas como lo son los puentes, ya que estas suelen venir acompañadas de estrechamientos o ensanchamientos a causa de los pilares o estribos (Nuñez, (s.f.)).



HEC-RAS posee elementos de limitación de las zonas de cálculo dentro de una sección transversal, debido a que en ocasiones existen ciertas zonas que se deben descartar ya que estas son claramente no inundables. HEC-RAS lo hace mediante la utilización de diques de protección que permiten limitar el dominio del cálculo únicamente a la zona encauzada.

3.2.3. Condiciones de contorno

Para establecer la condición de contorno será necesario como mínimo intuir el tipo de régimen que se formará (Bladé et al, 2009):

- Si el régimen es subcrítico, el calado deberá darse en el extremo aguas abajo.
- Si el régimen es supercrítico, será necesario conocer el calado en el extremo aguas arriba.
- Si el canal o río a estudiar tiene una combinación de régimen subcrítico y supercrítico, será necesario fijar el calado en los extremos aguas arriba y aguas abajo.

3.2.4. Tipos de régimen de flujo

El tipo de régimen del flujo lo define el efecto de la gravedad sobre el flujo, este efecto se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el Número de Froude que se define como (Chow, 1994):

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (15)$$

Donde V es la velocidad media del flujo en pies/s, g es la aceleración de la gravedad en pies/s² y D es la profundidad hidráulica.

Cuando F es igual a la unidad el flujo se mantiene en un estado crítico, si F es menor a la unidad el flujo se considera subcrítico y si F es mayor a la unidad el flujo se considera supercrítico.

El resalto hidráulico es un fenómeno local que se da cuando ocurre un paso brusco de régimen supercrítico a régimen subcrítico en un tramo corto, es decir cuando el tirante (calado) cambia de un valor inferior al crítico a otro superior a este.

3.2.5. Coeficiente de rugosidad de Manning “n”

Existen distintas expresiones que permiten calcular el valor “n”, se puede determinar a partir de tablas elaboradas a base de experiencias profesionales (como la publicada por el U.S Department

of Agriculture en 1955; Chow, 1959) o a partir de un proceso de comparación de las características del cauce que se estudia, con fotografías de cauces en los que el coeficiente de rugosidad ha sido determinado previamente con un mayor análisis.

Una de las maneras de obtener el coeficiente de Manning está en función del diámetro de las partículas como la expresión que presenta Strickler.

$$n = 0.047 d^{1/6} \quad (14)$$

Donde n es el coeficiente de Manning y d es un diámetro característico de las partículas del lecho, que en este caso es (d_{50}) expresada en metros.

Con la ayuda del modelo IBER Pesántez.M y Sánchez C. (2016) realizaron en el río Yanuncay un análisis de sensibilidad variando el coeficiente de rugosidad de Manning para un periodo de retorno de 5 años. En este análisis se incluían los siguientes valores referenciales:

- $n= 0.038$, (USGS)
- $n=0.03 - 0.2$, según la clasificación de Bathurst (Alonso & Ing. Téc. de Obras Públicas, 2005)
- $n= 0.020$, usando las formulaciones de Strickler (Pesántez. M. & Sánchez C., 2016)

3.3. Planicies de inundación

Generalmente se considera como planicie/llanura de inundación al área seca adyacente a un cuerpo de agua (ej. río, lago) la cual se inunda periódicamente durante eventos de crecida (Timbe et al., 2014).

Para determinar las planicies de inundación primero se debe determinar los caudales de crecida para diferentes periodos de retorno mediante un análisis hidrológico. A continuación, se procede a determinar el perfil de la superficie del agua a lo largo del tramo de estudio, esto se lo puede hacer mediante el modelo HEC-RAS. Finalmente, los resultados obtenidos se los presenta en mapas de riesgos.

Los mapas de riesgo de inundaciones muestran las inundaciones de tal manera que se puedan cuantificar las áreas con potenciales impactos que estas pueden llegar a producir en personas, bienes y actividades.

Mediante la herramienta HEC-geoRAS es posible la generación de mapas de riesgo de inundación en función de la profundidad que puede llegar a tener el agua en determinadas áreas de la zona de estudio.

4. Resultados y Discusión

4.1. Análisis Hidrológico

ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES

4.1.1. Precipitaciones medias mensuales

Para cada estación se han obtenido las precipitaciones mensuales y las precipitaciones totales anuales de cada uno de los años de los que se tiene registro. Los valores obtenidos se presentan en el Anexo 2.

En ambas estaciones hay un comportamiento similar en los años 1999, 2000, 2008, 2011 y 2012 donde las precipitaciones anuales superan los 1000 mm teniendo una diferencia mayor a los 200 mm con respecto a los otros años, las lluvias anuales registradas no tienen un comportamiento cíclico, pero se puede apreciar que las lluvias mensuales ocurren con cierta estacionalidad durante el año. Esta estacionalidad o patrón permiten identificar los meses en los que existe mayor precipitación que son marzo, abril y diciembre.

4.1.2. Precipitaciones medias anuales

A partir de las precipitaciones mensuales es posible determinar la precipitación media mensual y anual que se genera en la cuenca, Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Precipitaciones medias mensuales (mm)

Estación	Pucán	Cancán
Enero	77.1	72.6
Febrero	83.5	99.8
Marzo	122.8	102.8
Abril	116.4	101.0
Mayo	110.2	94.3
Junio	82.4	72.8
Julio	57.7	42.2
Agosto	39.7	33.2
Septiembre	58.4	45.7
Octubre	70.6	69.2
Noviembre	75.8	78.8
Diciembre	80.0	94.2
Anual	974.5	906.6

La representación gráfica de las precipitaciones medias mensuales se la conoce como régimen de precipitación, este se puede elaborar para cada una de las estaciones de la cuenca (Figura 4.1 y Figura 4.2) o a partir de un promedio aritmético entre las estaciones, se puede elaborar un gráfico general para la cuenca principal.

Figura 4.1 Régimen de precipitaciones en la estación Pucán

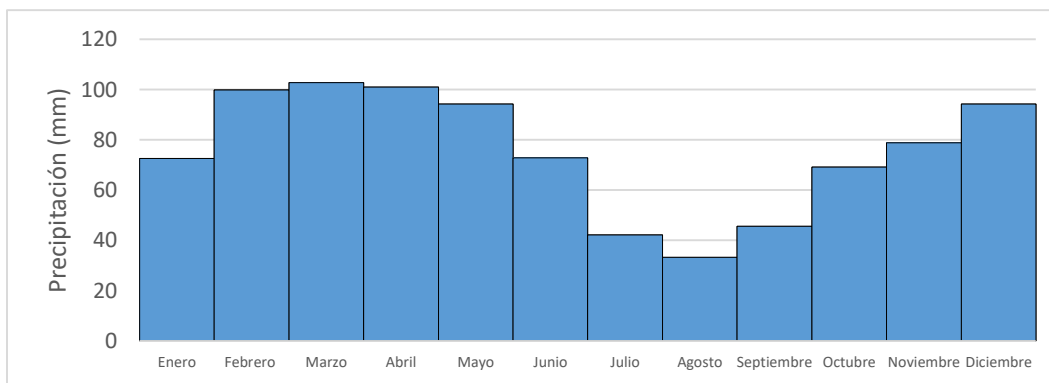
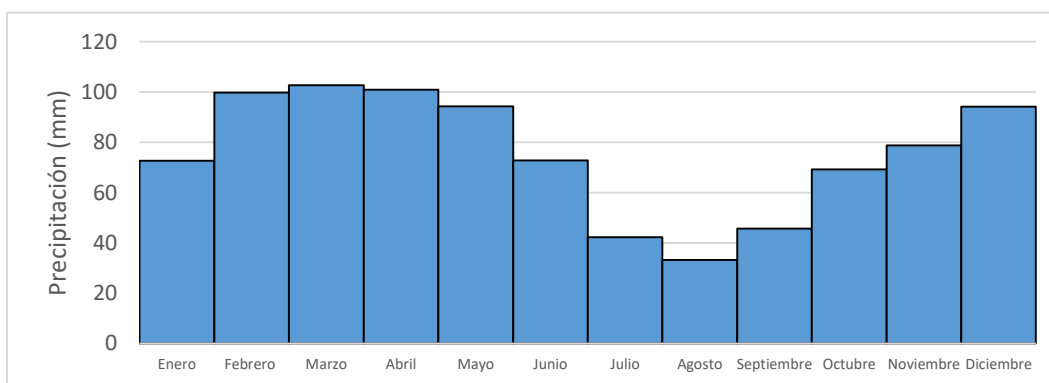


Figura 4.2 Régimen de precipitaciones en la estación Cancán



Se observa que hay dos picos de precipitación a lo largo del año identificando el periodo más seco en los meses de julio y agosto, siendo junio el mes de transición entre la época lluviosa-seca; se tienen valores de precipitación de 110.21 mm a 82.38 mm en la estación de Pucán y de igual manera en la estación Cancán se observa valores superiores a 100 mm que descienden en junio a los 72.79 mm.

En los meses de marzo y abril se registran mayores precipitaciones que en los meses de noviembre y diciembre ya que superan los 100 mm.

4.1.3. Precipitación máxima 24 horas

En la Tabla 4.2 se muestran los valores de la precipitación máxima en 24 horas para cada estación:

Tabla 4.2 Precipitaciones máximas 24 horas (mm)

Año	Pucán	Cancán
2015	36.0	
2014	35.5	
2013	26.5	29.5
2012	32.0	30.5
2011	47.0	35.0
2010	32.5	33.0
2009	28.5	27.5
2008	27.5	31.5
2007	30.0	26.0
2006	31.5	29.0
2005	27.5	30.0
2004	15.5	31.5
2003	28.0	28.5
2002	29.5	29.5
2001	29.5	27.5
2000	36.0	28.0
1999	44.0	28.5
1998	31.5	28.0
1997	33.0	31.0

Fuente: ETAPA EP

Las precipitaciones máximas 24 horas sobrepasan los 26 mm, se registran mayores precipitaciones en la estación Pucán siendo la más alta 47 mm registrada en el año 2011; mientras que la más alta registrada en la estación Cancán es 35 mm en el mismo año.

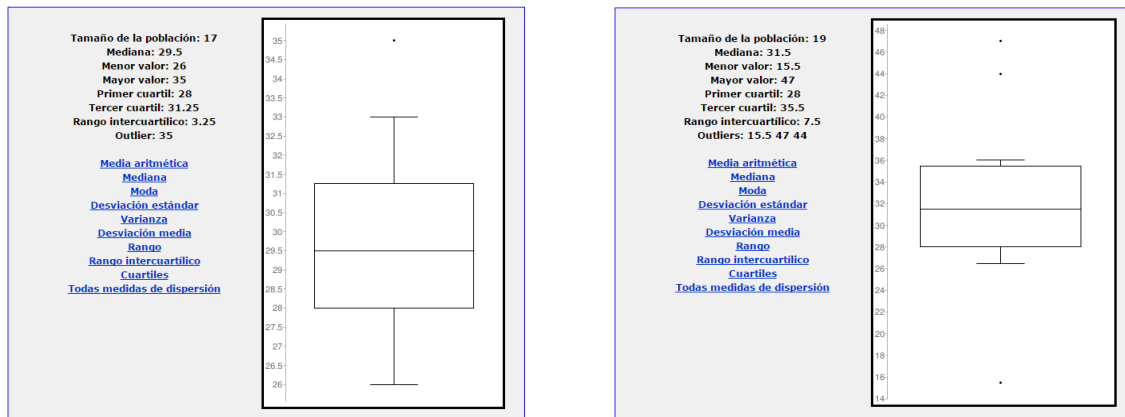
4.1.4. Análisis de calidad de información: Bondad de Ajuste

La calidad de la información puede verse afectada por causa de errores del registro en el sitio o en el procesamiento de la información.

Para realizar el análisis de caja se lo ha hecho usando un generador online de diagramas de caja llamado Alcula¹. En la Figura 4.3 se indican los diagramas de caja realizado para cada una de las estaciones.

¹ Alcula es generador online de diagramas de caja conocido también como calculadora estadística.
<http://www.alcula.com/es/calculadoras/estadistica/diagrama-de-caja/>

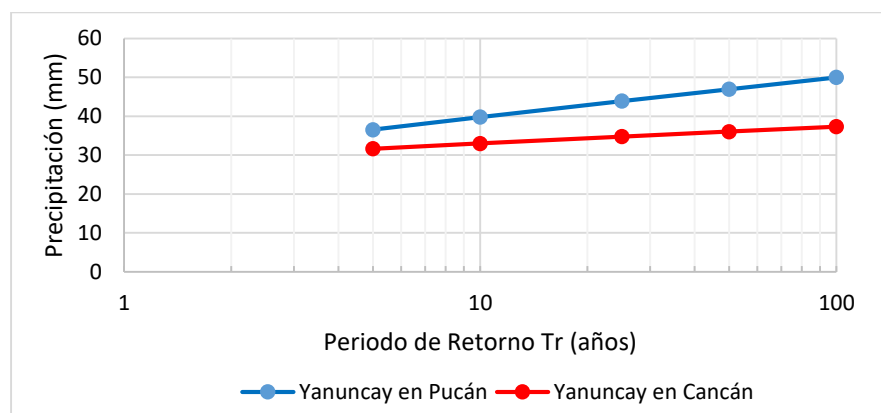
Figura 4.3 Diagrama de caja de las precipitaciones máximas 24 horas



En la Figura 4.3 se indican los parámetros estadísticos para cada una de las series de datos, para la estación de Pucán el valor extremo de 35 mm y en Cancán los valores extremos de 44 mm y 47 mm se consideran valores sospechosos, y se incluyen en los análisis posteriores ya que cumplen con el criterio de John Tukey. El valor de 15.5 mm en la estación de Cancán se procede a eliminar debido a que el valor no es representativo de la serie de datos del año en cuestión (2004) ya que la serie de registros está incompleta.

Las precipitaciones máximas 24 horas de cada una de las estaciones se ajustaron a la distribución de Gumbel y a la distribución Normal y mediante el test de Kolmogorov – Smirnov y el coeficiente de determinación R^2 , se determinó que la distribución a la que más se ajusta la serie de datos es la distribución de Gumbel como se indica en la Figura 4.4. La tabla de resultados y cálculos del test de bondad de ajuste se presentan en el Anexo 3.

Figura 4.4 Precipitación máxima 24 horas obtenida con Gumbel para la estación Pucán y Cancán

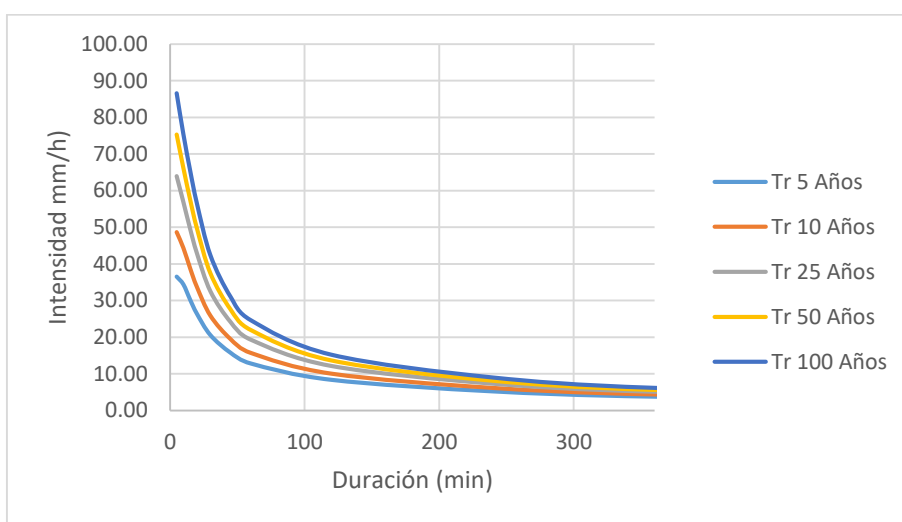


4.1.5. Curvas Intensidad- Duración – Frecuencia

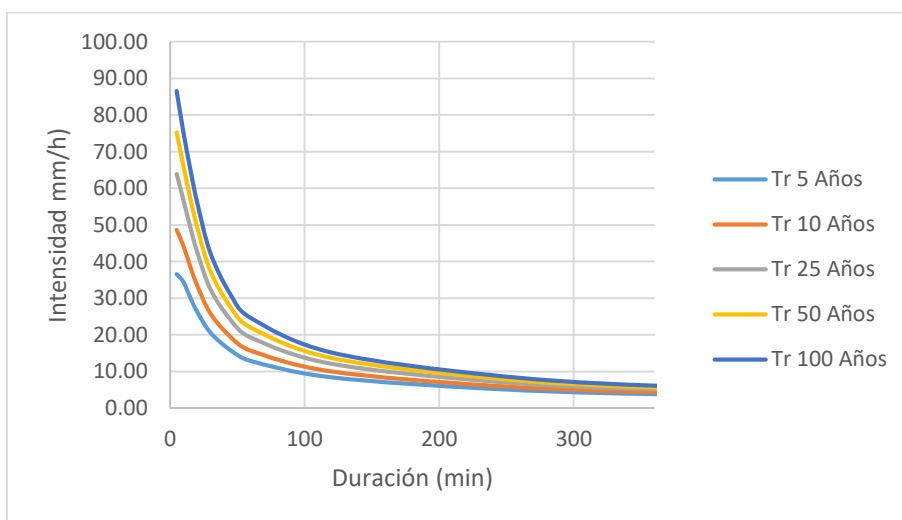
Para obtener las curvas IDF se utilizó la función de probabilidad de Gumbel.

En la Figura 4.5 se tienen las curvas IDF para las estaciones de la cuenca de estudio. Como las curvas IDF se utilizan para la determinación de los hietogramas y estos están en función del tiempo de concentración, las curvas se han graficado para una duración de 6 horas. Las tablas de precipitaciones máximas a diferente escala temporal utilizadas en la construcción de las curvas se presentan en el Anexo 2.

Figura 4.5 Curvas IDF



a) Estación Cancán



b) Estación Pucán

Con estas curvas se obtiene la intensidad máxima esperada para una duración y un periodo de retorno en particular. Por ejemplo, la intensidad máxima para una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 50 años de acuerdo a la gráfica es de 66 mm/h.

4.1.6. Precipitación Máxima de diseño

Con la función de Gumbel se determinó la precipitación máxima de diseño para diferentes periodos de retorno. En la Tabla 4.3 se indican las precipitaciones máximas obtenidas para cada una de las estaciones.

Tabla 4.3 Precipitaciones máximas para distintos periodos de retorno (mm)

Estación	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
Cancán	31.6	33.0	34.8	36.1	37.3
Pucán	36.6	39.8	43.9	47.0	50.0

4.1.7. Propiedades Morfométricas de la cuenca del río Yanuncay

A partir de la cartografía base (curvas de nivel) se han obtenido las siguientes propiedades:

- Área: 416.3 km²
- Longitud desde el punto más lejano de la cuenca al punto de desagüe: 55.6 km
- Cota Mayor: 4040 m
- Cota Menor: 2540 m

4.1.8. Hietogramas de diseño por estación

Para obtener los Hietogramas de diseño, se determinó el tiempo de concentración para la cuenca del río Yanuncay. Los tiempos de concentración se han calculado para varios métodos cuyos resultados se indican en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Tiempo de Concentración para la Cuenca Yanuncay (min)

Culvert Practice	Giandotti	Temez	kirpich
353.4	319.8	349.1	352.9

A partir de una similitud en los tiempos de concentración se ha asumido un valor de: $t_c = 330 \text{ min}$

Para la construcción de los hietogramas se consideró un intervalo de discretización de 15 min, que permite que puedan ser utilizados en microcuencas. En la Figura 4.6 y 4.7 se tienen los hietogramas obtenidos para cada estación.

Figura 4.6 Hietogramas para la estación de Cancán

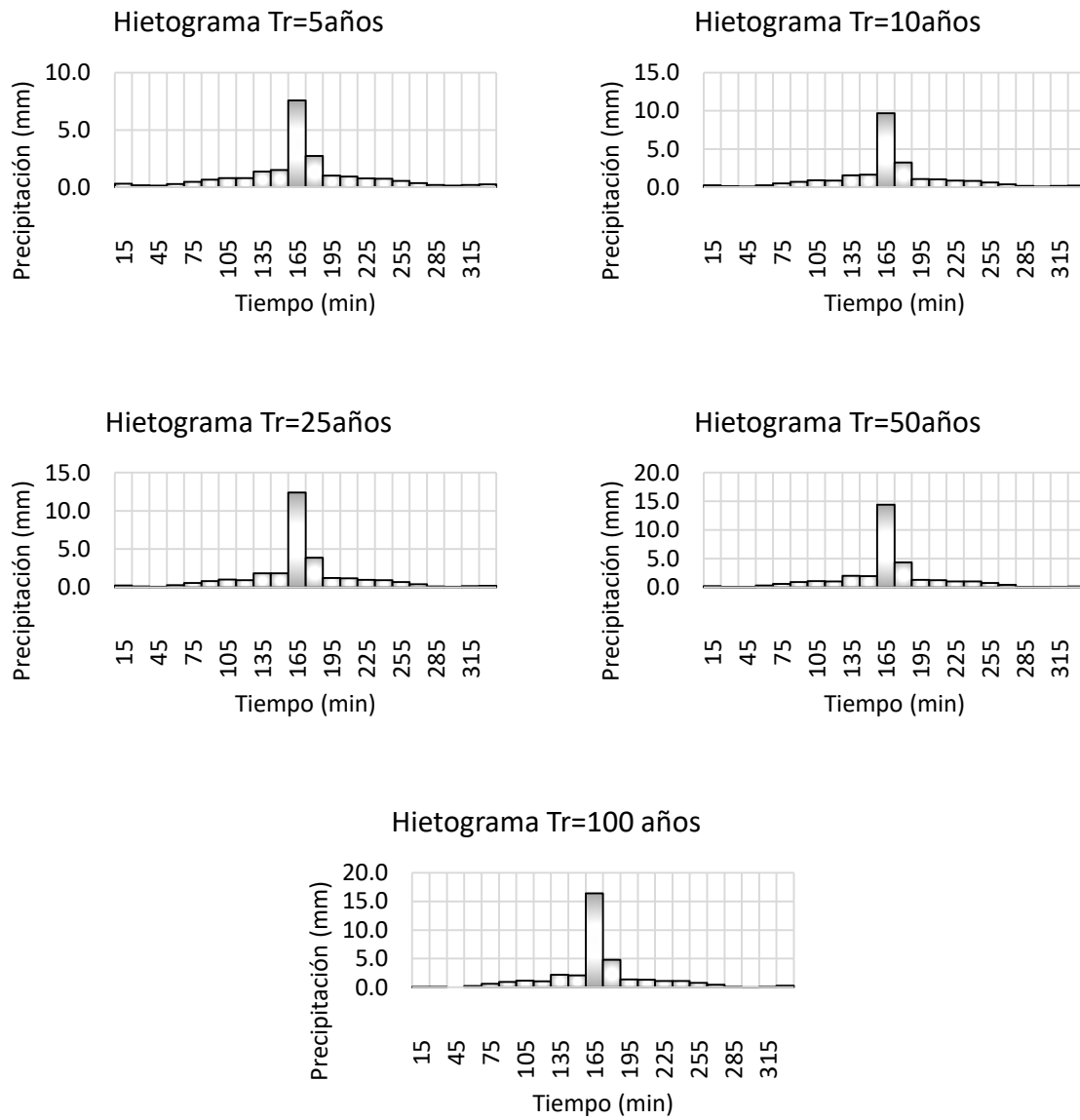
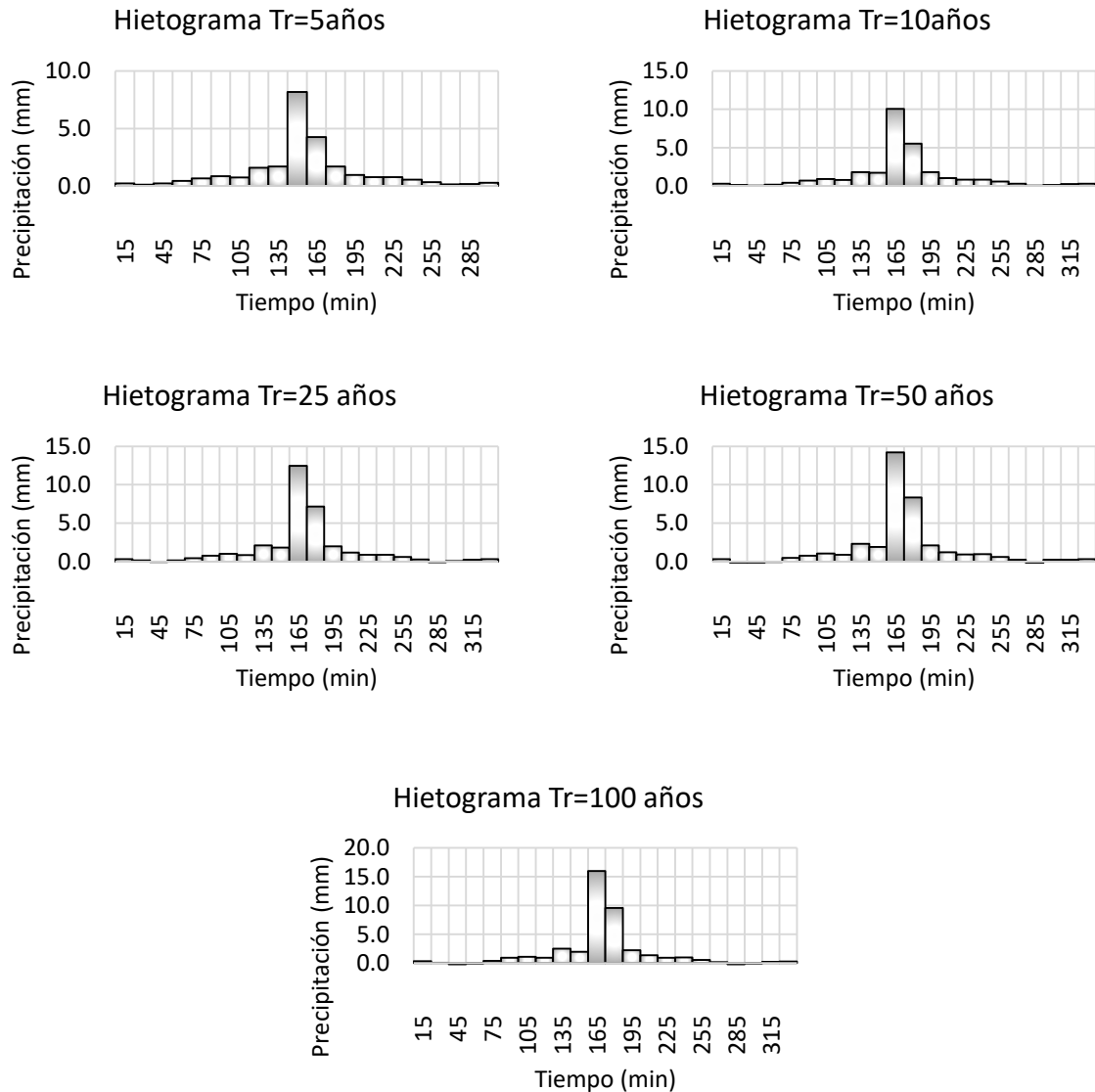


Figura 4.7 Hietogramas para la estación de Pucán


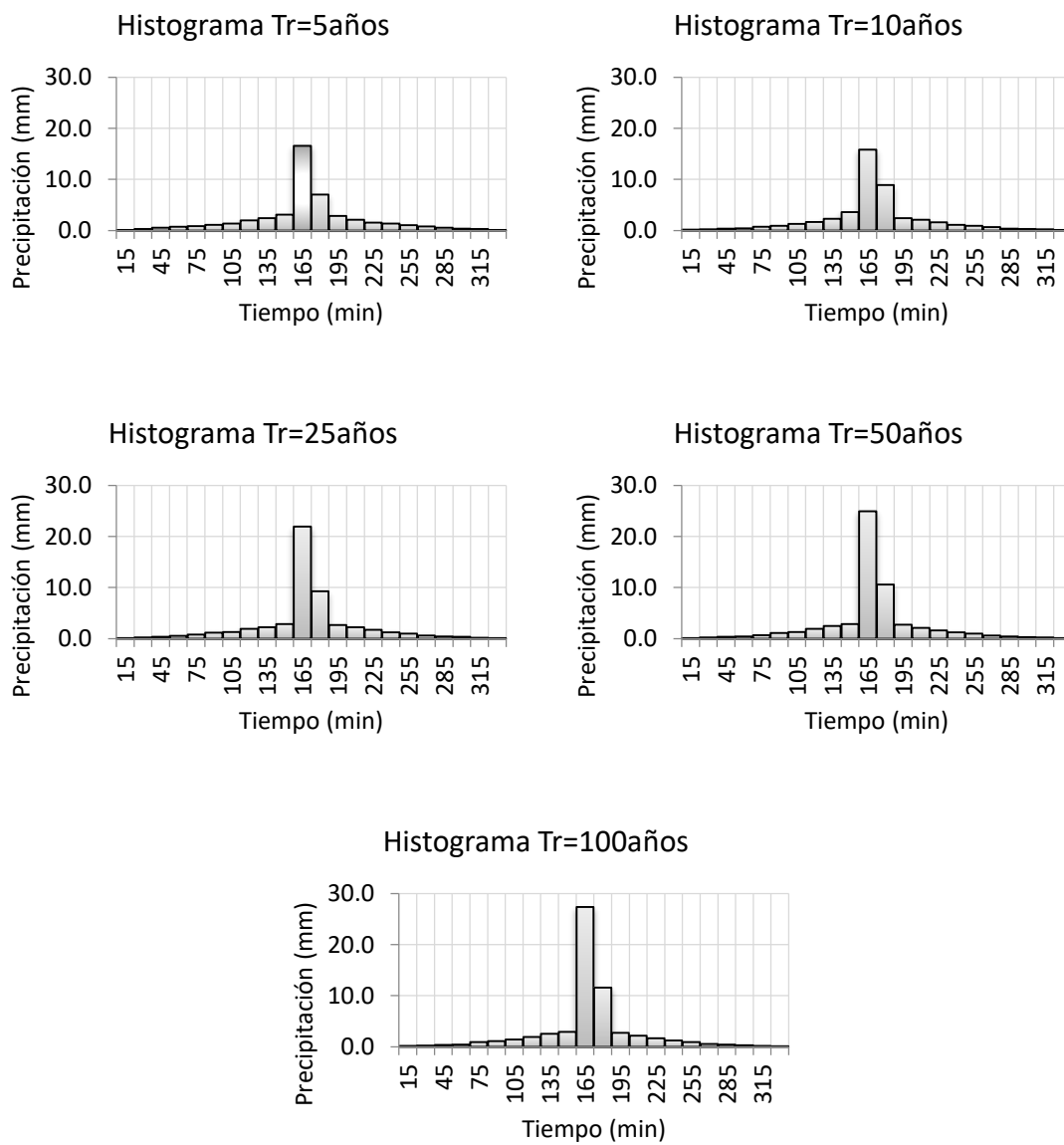
Para los periodos de retorno $Tr=5$, $Tr=10$ y $Tr=25$ años las precipitaciones en los 15 min más lluviosos son mayores en la estación Pucán teniendo valores de 8.2 mm, 10.1 mm y 12.5 mm respectivamente para cada periodo mencionado; mientras que, para los periodos $Tr=50$ y $Tr=100$ años las precipitaciones son mayores en la estación Cancán llegando a los 14.4 mm y 16.4 mm.

En la estación Pucán hay una mayor distribución de precipitación en los 30 min más lluviosos que en la estación Cancán, como es el caso para el periodo de retorno de 100 años la estación Pucán tiene valores de precipitación de 16.4 mm y 4.8 mm en los 30 min más lluviosos mientras que la estación Cancán 15.9 mm y 9.6 mm.

4.1.9. Histogramas de diseño para la cuenca del río Yanuncay.

A partir de los hietogramas de cada una de las estaciones se establecieron los histogramas unitarios para diferentes periodos de retorno; al realizar un promedio aritmético de los valores unitarios de los histogramas de las estaciones y al multiplicarlo por la precipitación obtenida a partir de las Isoyetas se estableció un Histograma representativo para la cuenca del río Yanuncay que se indica en la Figura 4.8.

Figura 4.8 Histogramas para la Cuenca Yanuncay elaborados por Urgilés, 2015.



De los histogramas que se muestran en la Figura 4.8 se puede decir que gran parte de la precipitación prácticamente se genera en 60 min, y que a medida que se incrementa el periodo de retorno los 15 min donde ocurre el valor máximo se incrementan de 16 a 28 mm, mientras que, en los siguientes 15 min más fuertes se incrementan de 8 a 11mm.

ANÁLISIS DE CAUDALES

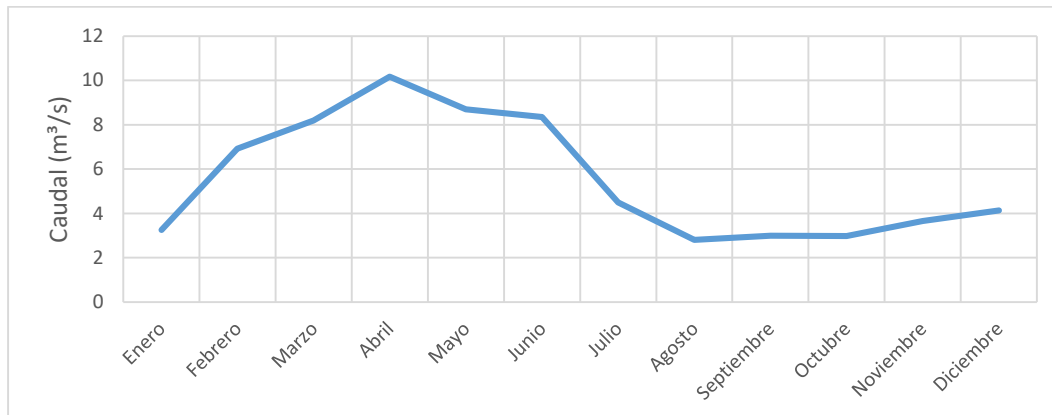
4.1.10. Caudales Medios Mensuales

A partir de los registros de caudal en la estación Yanuncay en Pucán se han obtenido los caudales medios mensuales que se indican en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Caudales Medios Mensuales. Yanuncay en Pucán

Mes	Caudal (m³/s)												
	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
Enero		2.6	4.6	2.6	3.7	2.1	1.0	2.7	1.3	3.7	3.9		7.8
Febrero		4.5	14.7	10.9	3.1	1.1	0.9	1.1	6.0	8.9	1.9	22.7	7.2
Marzo		5.0	14.9	14.2	7.1	4.2	1.6	4.1	12.6	10.7	5.5	12.5	5.9
Abril		5.5	22.1	15.5	7.8	5.7	6.2	4.9	10.0	11.4	14.9	10.6	7.6
Mayo		3.8	19.0	20.7	4.4	5.9	9.5	4.1	4.5	5.0	9.3	12.6	5.8
Junio		2.7	7.8	6.7	11.0	2.9	6.1	8.2	9.3	4.2	27.5	8.0	5.8
Julio	2.9	4.7	8.0	4.3	4.0	3.6	4.9	3.8	2.8	2.6		8.2	4.3
Agosto	1.8	2.6	6.0	3.2	3.7	2.4	1.8	2.6	1.3	1.9		4.4	2.1
Septiembre	2.3	1.8	5.6	7.8	3.6	0.8	0.9	2.4	0.7	1.9		6.6	1.5
Octubre	2.0	4.5	5.8	5.7	1.0	2.3	1.0	3.0	0.9	1.3		7.1	1.3
Noviembre	10.3	4.9	1.9	1.0	1.6	4.2	1.6	3.3	2.6	4.6		6.8	1.2
Diciembre	9.0	1.0	8.0	1.2	2.3	3.5	5.1	4.4	4.3	6.4		2.5	2.2

La representación gráfica de los caudales medios mensuales se lo conoce como régimen de caudales, este régimen de caudales muestra la distribución del caudal a través de un año y permite identificar la estacionalidad en la cuenca. Se puede observar en la Figura 4.9 que a partir del mes de febrero se incrementa la generación de caudal y que llega a su pico en el mes de abril, y de igual manera que el periodo de estiaje inicia en el mes de julio tratando de restablecerse en el mes de diciembre.

Figura 4.9 Régimen de Caudales. Yanuncay en Pucán


4.1.11. Caudales máximos instantáneos y anuales

Los caudales máximos instantáneos registrados anualmente se presentan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Caudales Máximos Instantáneos. Yanuncay en Pucán

Año	Caudal (m³/s)
1997	57.6
1998	46.2
1999	74.0
2000	89.4
2001	98.5
2002	29.8
2003	62.5
2004	48.7
2005	179.4
2006	118.5
2007	197.7
2008	123.6
2009	111.8

Los caudales máximos instantáneos registrados a partir del año 2005 son elevados a comparación con los demás años ya que superan los 100 m³/s siendo el mayor registrado en el año 2007 con un valor de 197.7 m³/s.

El caudal máximo anual es el caudal máximo de los caudales diarios registrados; obteniéndose el caudal diario a partir de un promedio de los caudales instantáneos registrados en un día en particular. No hay una mayor variación en los caudales anuales, pero se puede observar en la Tabla 4.7 que en el año 2007 se registró un caudal elevado de 181.8 m³/s, mientras que el año 2002 se

puede considerarse un año en que el cauce estuvo en estiaje debido a que su caudal $12.3 \text{ m}^3/\text{s}$; y si se observa la Tabla 4.6 el caudal máximo instantáneo mínimo registrado en la estación Pucán corresponde al mismo año.

Tabla 4.7 Caudales Máximos Anuales. Yanuncay en Pucán

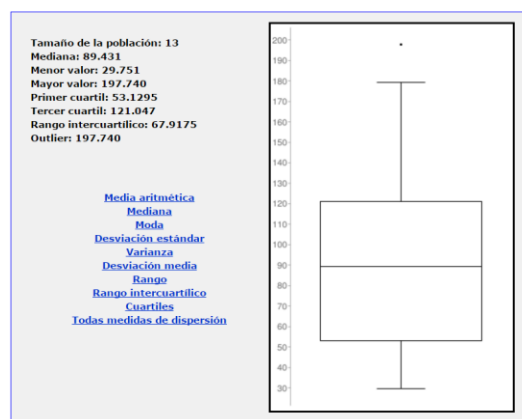
Año	Caudal (m^3/s)
1997	44.9
1998	20.0
1999	50.1
2000	55.3
2001	72.0
2002	12.3
2003	30.0
2004	34.3
2005	41.3
2006	41.0
2007	181.8
2008	35.5
2009	33.4

4.1.12. Análisis de calidad de información: Bondad de Ajuste

De igual manera que a las precipitaciones se realizó un análisis de la calidad de información de los caudales máximos instantáneos, con el fin de obtener caudales aproximados de diseño para los diversos periodos a partir de probabilidades de ocurrencia.

Análisis de caja. –

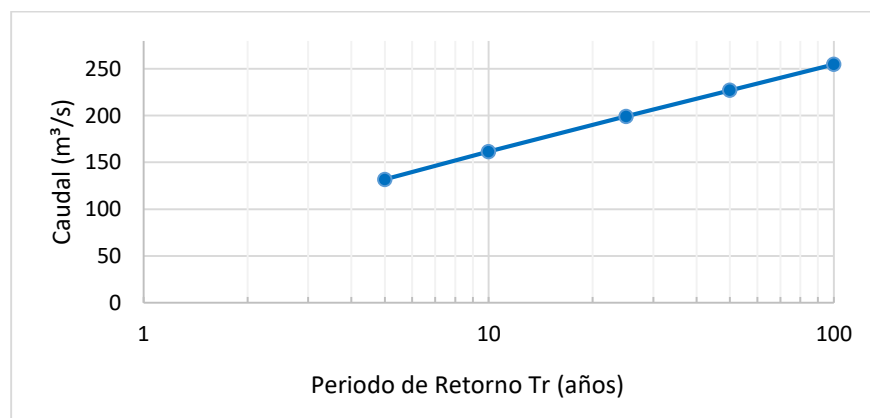
Figura 4.10 Diagrama de caja de los caudales máximos instantáneos en la estación Yanuncay en Pucán



En la Figura 4.10 se indican los parámetros estadísticos, el valor extremo de $197.7 \text{ m}^3/\text{s}$ se considera valor sospechoso y se incluyen en el análisis posterior ya que cumple con el criterio de John Tukey.

Los caudales máximos instantáneos se ajustaron a la distribución de Gumbel y a la distribución Normal y mediante el test de Kolmogorov – Smirnov y el coeficiente de determinación R^2 se determinó que la distribución a la que más se ajusta la serie de datos es la distribución de Gumbel como se indica en la Figura 4.11. La tabla de resultados y cálculos del test de bondad de ajuste se presentan en el Anexo 3.

Figura 4.11 Caudal obtenido con Gumbel para la estación Pucán



4.1.13. Caudales máximos de diseño obtenidos por métodos probabilísticos

Con la distribución de probabilidad de Gumbel se han obtenido los caudales máximos de diseño para distintos periodos de retorno indicados en la Tabla 4.8, sin embargo, estos no serán los utilizados para los cálculos superiores debido a que estos caudales han sido obtenidos mediante el método SCS en la modelación hidrológica con HEC- HMS.

Tabla 4.8 Caudales Máximos Instantáneos obtenidos a partir de la distribución de Gumbel

TR(años)	F(x)	Caudal Máximo Instantáneo (m^3/s)
5	0.80	131.8
10	0.90	161.6
25	0.96	199.2
50	0.98	227.1
100	0.99	254.8

4.2. Modelación Hidrológica mediante el uso de HEC-HMS (USACE 2000)

Los valores de los parámetros utilizados para cada uno de los métodos aplicados para el cálculo en HEC – HMS se indican en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Parámetros de diseño usados en el modelo de HEC - HMS

Método	Parámetro	Valor
	Área (km ²)	416.143
	Abstracciones Iniciales (mm)	22.82
Número de curva (CN) del Soil Conservation Service	Número de Curva (CN)	69
	Impervious (%)	0
Hidrograma unitario del Soil Conservation Service	Tipo de Gráfico	Standard
	Tiempo de retardo (min)	198
	Descarga inicial (m ³ /s)	20
	Constante de Recesión	0.9
Recesión	Umbral de escurrimiento (Thresdhol Type)	Ratio to Peak
	Ratio	0.1

Número de Curva (CN). -

En base al mapa de usos de suelos para condiciones de humedad II se han determinado los números de curvas correspondientes a cada tipo de suelo, para finalmente en base a un análisis ponderado obtener el número de curva CN para la cuenca Yanuncay.

En la Tabla 4.10 se indican las áreas correspondientes a cada uso de suelo con su respectivo CN, así como también se puede ver que el número de curva CN para la cuenca del río Yanuncay ponderado es 69. Como se había mencionado la mayor parte de la cuenca está cubierta de Páramo que representa el 68.2% del área total de la cuenca, seguido de bosques y vegetación leñosa nativa que representa el 14.7% del área total. El 5.1% que representa los suelos poblados se encuentra en casi su totalidad en la parte baja de la cuenca, lo que significaría que está ubicado a partir del sector de Barabón.

Para la determinación del CN se han considerado condiciones de humedad II (condiciones medias), condiciones de humedad III se recomienda para cuencas pequeñas cuando la variabilidad espacial del caudal es alta.

Tabla 4.10 Usos de suelo y números de curva CN

	Bosques y Vegetación Leñosa Nativa	Páramo	Cuerpos de Agua	Suelo descubierto, centros poblados y/o vías	Pastos y cultivos	Vegetación Introducida	CN Ponderado
Área (Ha)	6074.1	28104.9	361.7	2111.1	3946.7	598.3	
Área (%)	14.7	68.2	0.9	5.1	9.6	1.5	69
CN	60	69	100	84	72	69	

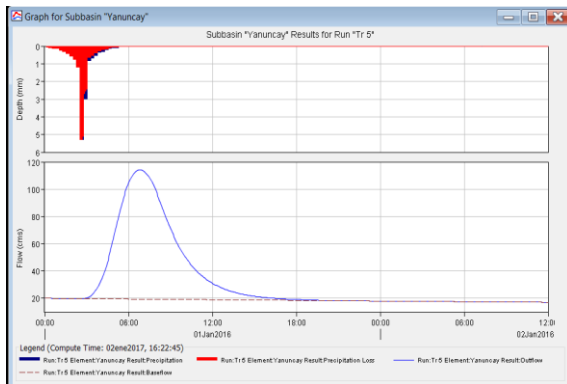
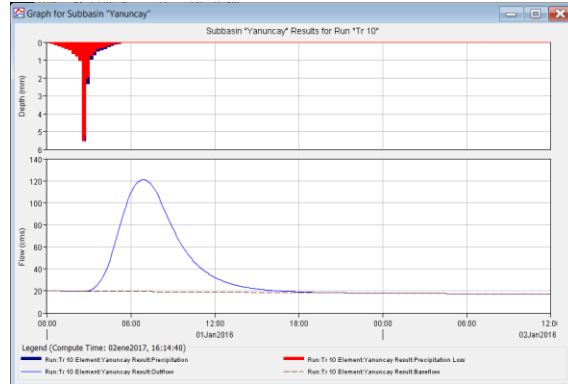
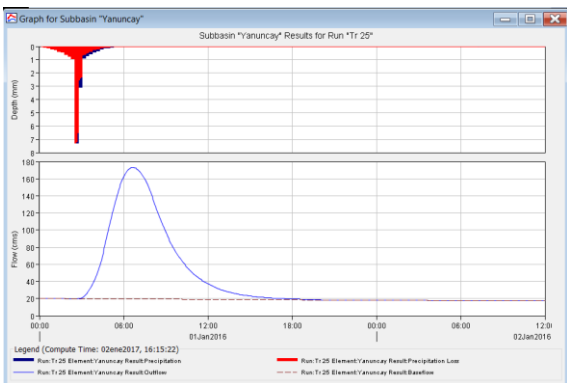
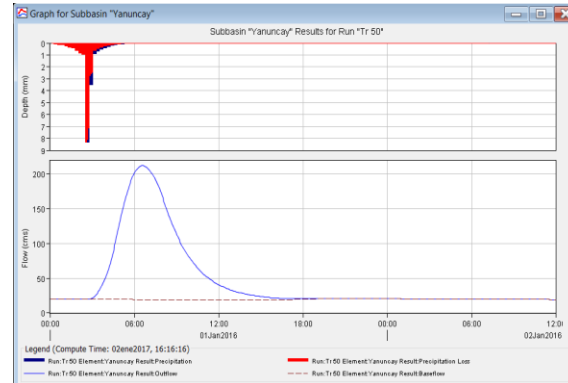
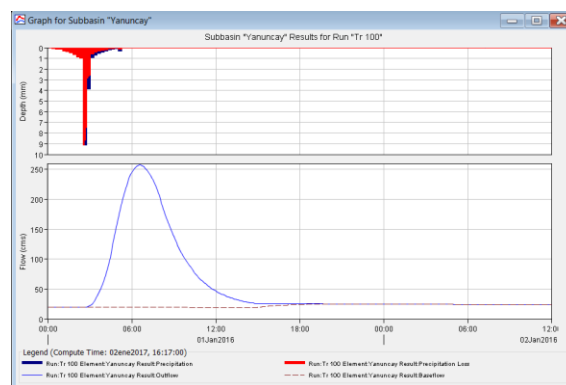
4.2.1. Hidrogramas de diseño

A partir de la modelación en el programa HEC – HMS se han determinado los caudales máximos de diseño para los periodos de retorno: Tr = 5 años, Tr = 10 años, Tr = 25 años, Tr = 50 años y Tr = 100 años (Tabla 4.11).

Tabla 4.11 Caudales de diseño obtenidos de la simulación del programa HEC-HMS

Periodo de retorno	Caudal (m ³ /s)
Tr 5	114.3
Tr 10	121.1
Tr 25	173.3
Tr 50	212.0
Tr 100	257.3

En la Figura 4.12 se muestran los hidrogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno.

Figura 4.12 Hidrogramas de Diseño para la Cuenca Yanuncay
Hidrograma Tr = 5 años

Hidrograma Tr = 10 años

Hidrograma Tr = 25 años

Hidrograma Tr = 50 años

Hidrograma Tr = 100 años


De los hidrogramas obtenidos se puede apreciar que las curvas presentan un comportamiento no muy simétrico, hay un rápido incremento de caudal antes de llegar al caudal máximo y a partir de este caudal la recesión tiene tiempos no tan prolongados ni tampoco tan rápidos para el desfogue; es decir los tiempos de crecida como de recesiones son casi semejantes.

HEC- HMS también presenta un cuadro de resumen que se indica en la Figura 4.13 , este cuadro contiene el caudal de diseño, las pérdidas, el exceso de caudal, etc.

Figura 4.13 Cuadros de resumen de resultados para la cuenca Yanuncay

Resultados Tr = 5 años

Summary Results for Subbasin "Yanuncay"			
Project: Cuenca Yanuncay Simulation Run: Tr 5 Subbasin: Yanuncay			
Start of Run:	01ene2016, 00:00	Basin Model:	Río Yanuncay
End of Run:	02ene2016, 12:00	Meteorologic Model:	METEREOLÓGICO
Compute Time:	02ene2017, 16:22:45	Control Specifications:	EVENTO
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	114,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene2016, 06:45
Precipitation Volume:	46,00 (MM)	Direct Runoff Volume:	3,91 (MM)
Loss Volume:	42,09 (MM)	Baseflow Volume:	5,76 (MM)
Excess Volume:	3,91 (MM)	Discharge Volume:	9,68 (MM)

Resultados Tr = 10 años

Summary Results for Subbasin "Yanuncay"			
Project: Cuenca Yanuncay Simulation Run: Tr 10 Subbasin: Yanuncay			
Start of Run:	01ene2016, 00:00	Basin Model:	Río Yanuncay
End of Run:	02ene2016, 12:00	Meteorologic Model:	METEREOLÓGICO
Compute Time:	02ene2017, 16:38:53	Control Specifications:	EVENTO
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	121,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene2016, 06:50
Precipitation Volume:	47,00 (MM)	Direct Runoff Volume:	4,23 (MM)
Loss Volume:	42,77 (MM)	Baseflow Volume:	5,76 (MM)
Excess Volume:	4,23 (MM)	Discharge Volume:	9,99 (MM)

Resultados Tr = 25 años

Summary Results for Subbasin "Yanuncay"			
Project: Cuenca Yanuncay Simulation Run: Tr 25 Subbasin: Yanuncay			
Start of Run:	01ene2016, 00:00	Basin Model:	Río Yanuncay
End of Run:	02ene2016, 12:00	Meteorologic Model:	METEREOLÓGICO
Compute Time:	02ene2017, 16:39:35	Control Specifications:	EVENTO
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	173,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene2016, 06:35
Precipitation Volume:	53,00 (MM)	Direct Runoff Volume:	6,31 (MM)
Loss Volume:	46,69 (MM)	Baseflow Volume:	5,76 (MM)
Excess Volume:	6,31 (MM)	Discharge Volume:	12,07 (MM)

Resultados Tr = 50 años

Summary Results for Subbasin "Yanuncay"			
Project: Cuenca Yanuncay Simulation Run: Tr 50 Subbasin: Yanuncay			
Start of Run:	01ene2016, 00:00	Basin Model:	Río Yanuncay
End of Run:	02ene2016, 12:00	Meteorologic Model:	METEREOLÓGICO
Compute Time:	02ene2017, 16:40:04	Control Specifications:	EVENTO
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	212,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene2016, 06:35
Precipitation Volume:	57,00 (MM)	Direct Runoff Volume:	7,88 (MM)
Loss Volume:	49,12 (MM)	Baseflow Volume:	6,15 (MM)
Excess Volume:	7,88 (MM)	Discharge Volume:	14,03 (MM)

Resultados Tr = 100 años

Summary Results for Subbasin "Yanuncay"			
Project: Cuenca Yanuncay Simulation Run: Tr 100 Subbasin: Yanuncay			
Start of R...	01ene2016, 00:00	Basin Model:	Río Yanuncay
End of R...	02ene2016, 12:00	Meteorologic Model:	METEREOLÓGICO
Compute Ti...	DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications:	EVENTO
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	257,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene2016, 06:30
Precipitation Volume:	61,67 (MM)	Direct Runoff Volume:	9,87 (MM)
Loss Volume:	51,81 (MM)	Baseflow Volume:	6,87 (MM)
Excess Volume:	9,87 (MM)	Discharge Volume:	16,74 (MM)

Como se puede observar en las tablas de resumen a medida que se incrementa el periodo de retorno se incrementa el caudal, acompañado por un incremento de pérdidas. El tiempo en que se genera el pico de descarga o el caudal más alto es similar para todos los periodos de retorno, pues se genera a partir de las 6 horas con 30 min, lo que demuestra que el desfogue es relativamente rápido.

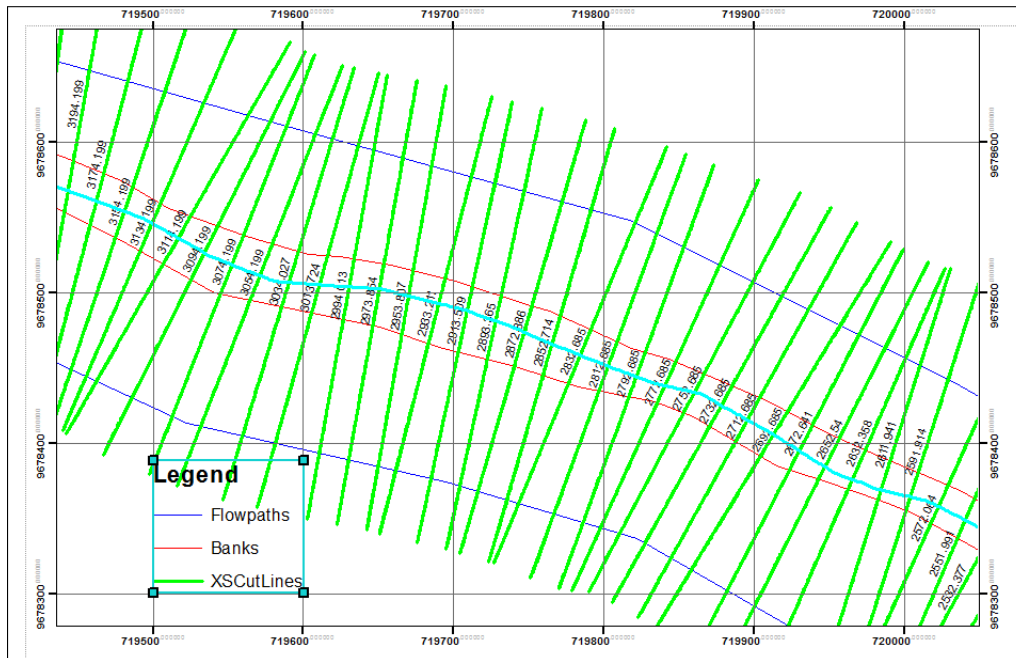
4.3. Modelación Hidráulica mediante el uso de HEC-RAS

4.3.1. Datos geométricos

Sección transversal. –

Mediante la herramienta HEC – GeoRAS 10 de ArcGis, se han obtenido datos de la geometría del terreno y del río, incluyendo un total de 424 secciones transversales tomadas cada 20 m (ver Figura 4.14). Además, se han determinado secciones transversales aguas arriba y aguas abajo en los sitios donde existen puentes.

Figura 4.14 Franja Topográfica y Secciones Transversales



Pendiente Longitudinal. -

La pendiente media longitudinal del cauce, es la diferencia total de elevación del cauce principal (cota máxima y mínima) dividida por la longitud total.

$$\text{Pendiente del cauce} = \frac{(4040 - 2540) \text{ m.s.n.m}}{55643 \text{ m}} = 0.02$$

4.3.2. Datos Hidráulicos

Coeficiente de rugosidad de Manning. –

Al verificar la variación de la velocidad en el análisis de sensibilidad antes mencionado, se observó que se mantienen las mismas condiciones de contorno para los coeficientes de Manning de 0.038, 0.030 y 0.02. Pero la menor variación de las condiciones se presenta para un valor de coeficiente de rugosidad de Manning de 0.038. Por lo que este valor será el utilizado en los análisis posteriores.

En base a lo expuesto en el apartado 3.2.5 se ha considerado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.038 para el canal y para los bancos se ha considerado el valor de 0.06 debido a que las pendientes laterales son irregulares y con crecimiento de árboles y matorrales como lo indica la Figura 4.15 y la Figura 4.16.

Figura 4.15 Río Yanuncay sector Tres Puentes



Figura 4.16 Río Yanuncay sector Golf Club



Condiciones de borde. –

El río se ha modelado bajo una combinación de régimen subcrítico y régimen supercrítico cuyas condiciones de borde consideradas se presentan en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12 Condiciones de borde empleadas en el modelo HEC-RAS.

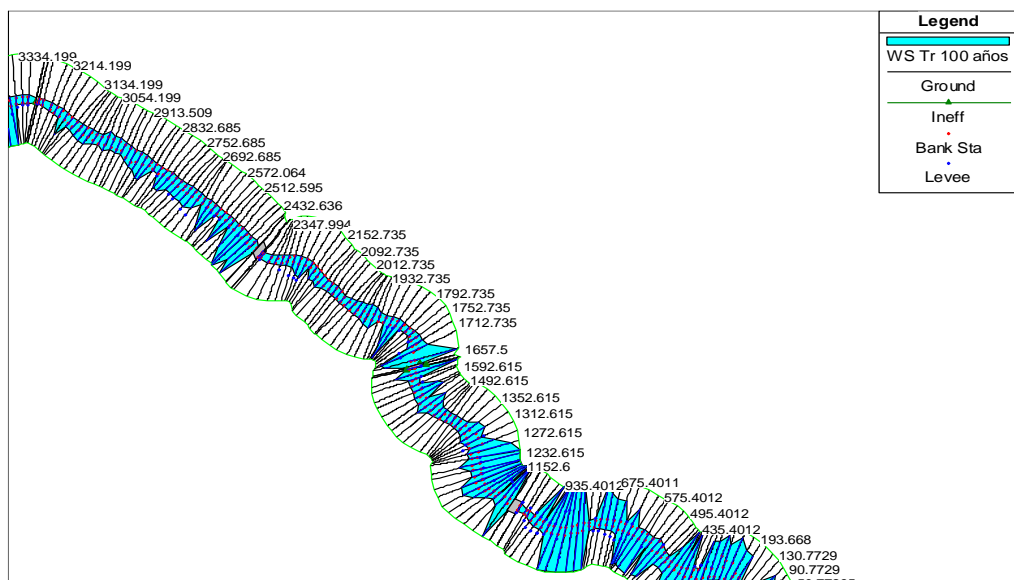
Condición de borde	Valor	Unidad	Consideración
Altura normal de flujo			Pendiente de fricción= 2% (Aguas Arriba y Aguas Abajo)
Tipo de flujo			Flujo Gradualmente Variado Mixto
Régimen de flujo			Régimen Permanente (Estacionario)
	114.3	m ³ /s	Tr=5 años
	121.1	m ³ /s	Tr=10 años
Perfiles (Caudales)	173.3	m ³ /s	Tr=25 años
	212.0	m ³ /s	Tr=50 años
	257.3	m ³ /s	Tr=100 años

4.3.3. Ejecución del modelo

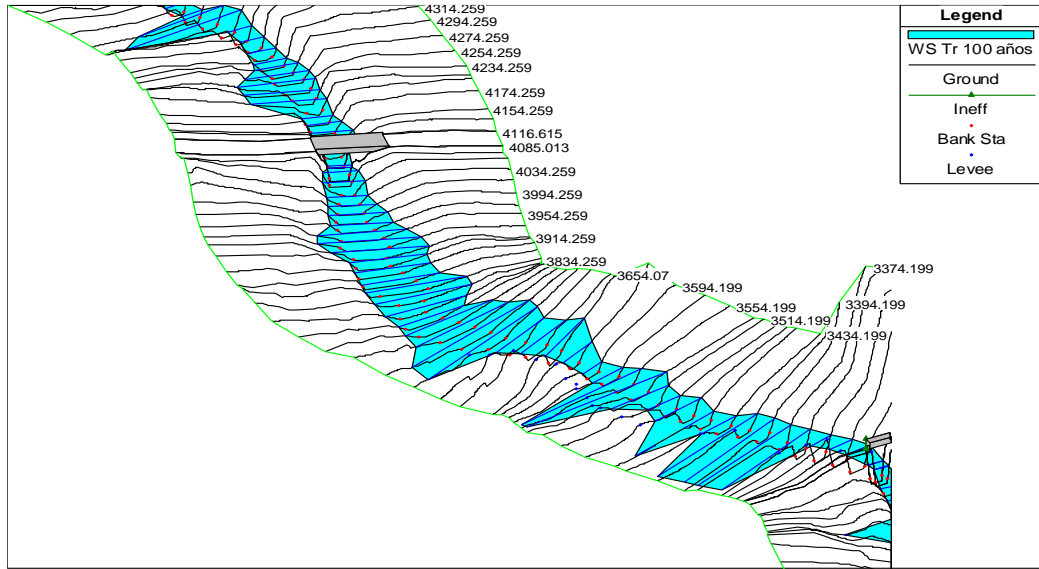
A continuación, en la Figura 4.17, se presenta los resultados obtenidos a partir de la modelización como son: el nivel máximo de agua, distribución de velocidades, número de Froude, etc.

Figura 4.17 Resultados de la Modelación del Río Yanuncay

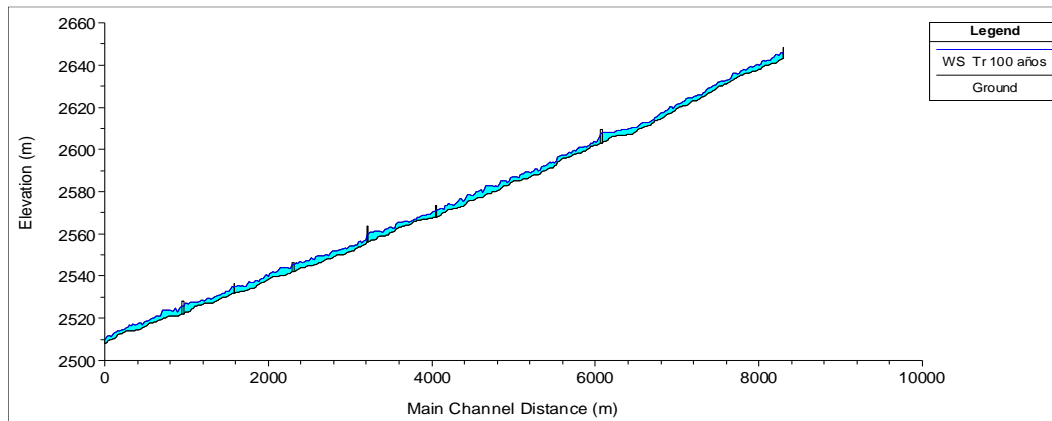
a) Visualización en planta de la crecida del río para periodo de retorno Tr = 100 años



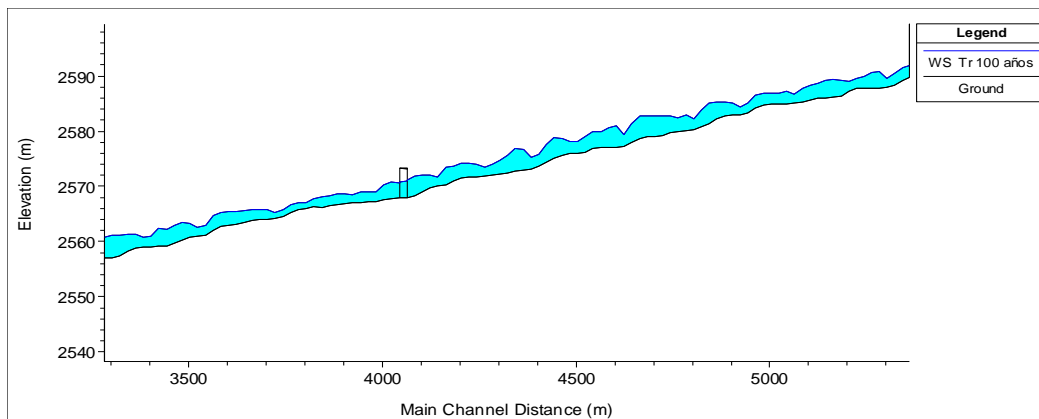
b) Visualización Gráfica en 3D de múltiples secciones transversales.



c) Visualización del Perfil Longitudinal del Cauce



d) Visualización de un tramo del Perfil Longitudinal.



e) **Tabla de Parámetros Hidráulicos en distintas secciones.**

Profile Output Table - Standard Table 1

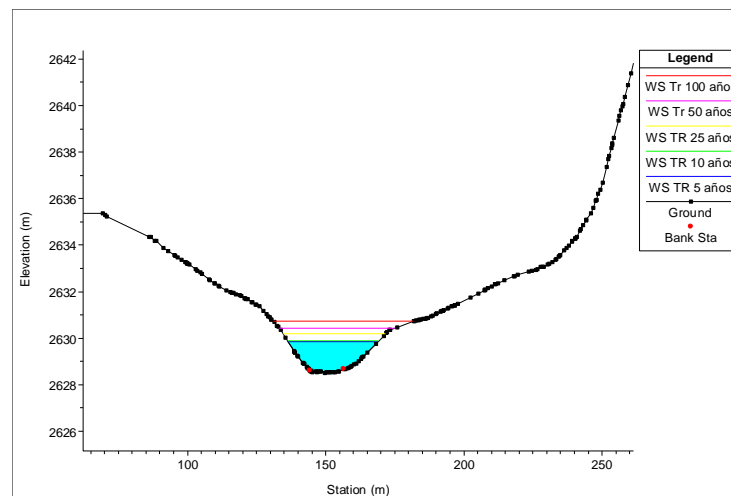
File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan 06 River: YANUNCAY Reach: BARABON TRES P

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
BARABON TRES P	8130.56	TR 5 años	114.30	2639.55	2641.12	2640.93	2641.40	0.005985	2.61	63.90	84.05	0.67
BARABON TRES P	8130.56	TR 10 años	121.10	2639.55	2641.19	2640.98	2641.46	0.005489	2.57	70.03	87.54	0.64
BARABON TRES P	8130.56	TR 25 años	173.30	2639.55	2641.61	2641.29	2641.84	0.003936	2.53	111.02	108.34	0.56
BARABON TRES P	8130.56	Tr 50 años	212.00	2639.55	2641.83	2641.45	2642.06	0.003541	2.58	135.69	112.47	0.54
BARABON TRES P	8130.56	Tr 100 años	257.30	2639.55	2642.04	2641.64	2642.28	0.003408	2.68	159.68	116.46	0.54
BARABON TRES P	8110.56	TR 5 años	114.30	2639.00	2640.70	2640.70	2641.23	0.009784	3.49	44.85	49.85	0.86
BARABON TRES P	8110.56	TR 10 años	121.10	2639.00	2640.75	2640.75	2641.29	0.009884	3.57	47.03	51.42	0.87
BARABON TRES P	8110.56	TR 25 años	173.30	2639.00	2641.18	2641.18	2641.71	0.007879	3.70	74.46	77.88	0.80
BARABON TRES P	8110.56	Tr 50 años	212.00	2639.00	2641.38	2641.38	2641.93	0.007722	3.88	90.98	87.69	0.81
BARABON TRES P	8110.56	Tr 100 años	257.30	2639.00	2641.58	2641.58	2642.16	0.007505	4.05	109.93	96.27	0.81

Total flow in cross section.

f) **Visualización de la distribución de velocidades y de las láminas de agua para los distintos periodos de retorno de retorno.**



De la Figura 4.17 **a) y b)** se puede observar que el cauce del río se desborda debido a que el calado obtenido para un determinado periodo de retorno es mayor al nivel existente entre el fondo del cauce y la proyección horizontal de la superficie del margen, lo que no ocurre en los sitios donde están implantados los puentes debido a que esta diferencia de alturas es alta y supera en su mayoría los 4 m, el caudal de inundación en su gran mayoría se desborda hacia la margen derecha puesto que por la geometría del cauce la margen izquierda posee taludes verticales prominentes con pendientes fuertes.

En el perfil longitudinal que se indica en la Figura 4.17 **c) y d)** se puede evidenciar que el flujo se encuentra en su mayoría bajo régimen subcrítico teniendo alrededor de 295 secciones que se

encuentran bajo este régimen, también se puede indicar que las velocidades varían desde 0.7 m/s hasta las 8 m/s teniendo velocidades más frecuentes en el rango de 2 m/s – 5 m/s. De igual manera existe variaciones de pendiente entre sección y sección siendo en su mayoría menor al 3%.

La morfología de las secciones, la variación en el ancho superficial del lecho que va desde los 15 m hasta valores mayores a los 100 m, las contracciones y expansiones bruscas son la causa de la mayor parte de las variaciones de la velocidad. Como se puede observar de la Figura 4.17 f) existe una distribución de velocidades en cada sección en la que las velocidades altas se presentan en el centro del cauce, la distribución de velocidades depende de la forma de la sección, de las propiedades del material que coforma el lecho del cauce y del tirante del flujo.

Los calados máximos se incrementan en el cauce a medida que se incrementa el periodo de retorno estos van desde 2.7 m hasta llegar a los 4.8 m para un periodo de retorno de 100 años , de igual manera los calados mínimos varían en un rango de 0.2 m a 0.9 m. La mayor parte de calados altos se tienen aguas abajo mas o menos en los 2 últimos km en donde existe un estrechamiento notorio de la sección.

En el Anexo 7 se presentan los resultados obtenidos en el tramo comprendido entre la abscisa 0+295 a la abscisa 1+292 para cada periodo de retorno.

4.3.4. Análisis Hidráulico de Puentes

Rocha (2010) indica que prácticamente la mayoría de las fallas ocurridas en puentes se han producido por problemas hidráulico-fluviales y no por problemas estructurales, de ahí la importancia de su estudio en un contexto más amplio y real.

Se han fijado 7 puentes en el tramo de estudio cuyos nombres y características se indican en la Tabla 4.13:

Tabla 4.13 Tabla de ubicación de Puentes

Ubicación	Abscisa (m)	Cota Alta (Puente) (m.s.n.m)	Cota Baja (Puente) (m.s.n.m)	Cota (Lecho) (m.s.n.m)
Puente S/N cerca del Golf Club	8+366	2649.0	2648.2	2643.0
Puente entre la calle Ciudad de Cuenca y Av. Primero de Mayo	6+120	2610.6	2609.4	2603.0
Puente entre Av. Las Américas y Av. Primero de Mayo	4+090	2574.3	2573.2	2568.0
Puente en la Av. Loja y la Av. Primero de Mayo	3+265	2564.8	2563.6	2556.0
Puente El reloj floral	2+360	2547.1	2546.1	2542.8
Puente Felipe Segundo	1+635	2538.3	2536.5	2532.0
Tres Puentes	0+992	2529.6	2528.1	2522.0

Es necesario comprobar la capacidad hidráulica de la sección donde se encuentran implantados los puentes, con el fin de conocer si hay riesgo de inundación. Para esta comprobación se considera el caudal de crecida para un periodo de retorno de 100 años ya que un puente que se considera fuera de riesgo de inundación es aquel en que su gálibo tiene una altura de 2m (NEVI-12, 2013). Se conoce como gálibo a la distancia que hay entre la parte inferior de la superestructura y el nivel de crecida correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.

En la Tabla 4.14. se indica la cota que alcanza el nivel del agua para las diferentes crecidas, así como las distancias que tiene el mismo con respecto a la parte inferior de la superestructura, la Tabla 4.15 contiene la diferencia de cotas que hay entre superficie del agua y la parte inferior de la estructura.

Tabla 4.14 Cota que alcanzan las crecidas en la sección de los puentes

Ubicación / Nombre	Cota inferior de la estructura (m.s.n.m)	Cota de la superficie del agua (m.s.n.m)				
		Tr 5 Años	Tr 10 Años	Tr 25 Años	Tr 50 Años	Tr 100 Años
Puente S/N cerca del Golf Club	2648.2	2644.8	2644.9	2645.5	2645.3	2645.6
Puente entre la calle Ciudad de Cuenca y Av. Primero de Mayo	2609.4	2606.1	2606.3	2607.0	2607.4	2607.9
Puente entre Av. Las Américas y Av. Primero de Mayo	2573.2	2569.9	2569.9	2570.4	2570.6	2570.9
Puente en la Av. Loja y Av. Primero de Mayo	2563.6	2558.4	2558.4	2559.0	2559.4	2559.8
Puente El reloj floral	2546.1	2544.1	2544.2	2544.7	2545.0	2545.4
Puente Felipe Segundo	2536.5	2533.8	2533.9	2534.2	2534.5	2534.9
Tres Puentes	2528.1	2524.5	2524.6	2525.1	2525.5	2525.8

Tabla 4.15 Distancia entre la superficie del agua y la parte inferior de la estructura (m).

Ubicación / Nombre	Tr 5 Años	Tr 10 Años	Tr 25 Años	Tr 50 Años	Tr 100 Años
Puente S/N cerca del Golf Club	3.4	3.3	2.7	2.9	2.6
Puente entre la calle Ciudad de Cuenca y Av. Primero de Mayo	3.3	3.2	2.4	2.0	1.6
Puente entre Av. Las Américas y Av. Primero de Mayo	3.3	3.2	2.8	2.5	2.3
Puente en la Av. Loja y la Av. Primero de Mayo	5.2	5.2	4.6	4.2	3.8
Puente El reloj floral	2.0	1.9	1.4	1.1	0.7
Puente Felipe Segundo	2.7	2.6	2.3	2.0	1.6
Tres Puentes	3.6	3.5	3.0	2.6	2.3

De Tabla 4.15 se puede observar que la mayor diferencia de cotas presenta el puente ubicado a la altura de la Av. Loja y el que menor diferencia presenta es el puente Reloj Floral, se puede ver que los puentes ubicados a la altura de la calle Ciudad de Cuenca, el puente Reloj Floral y el puente Felipe Segundo no cumplen con la normativa de seguridad del puente ya que su gálibo es menor al mínimo permitido (NEVI-12, 2013). Incumpléndose este gálibo desde periodos de retorno menores a los 100 años.

Para cada puente se ha analizado la capacidad de transporte máxima de la sección hidráulica a partir del modelo HEC RAS indicándose los caudales estimados en la Tabla 4.16:

Tabla 4.16 Capacidades hidráulicas de las secciones de los puentes

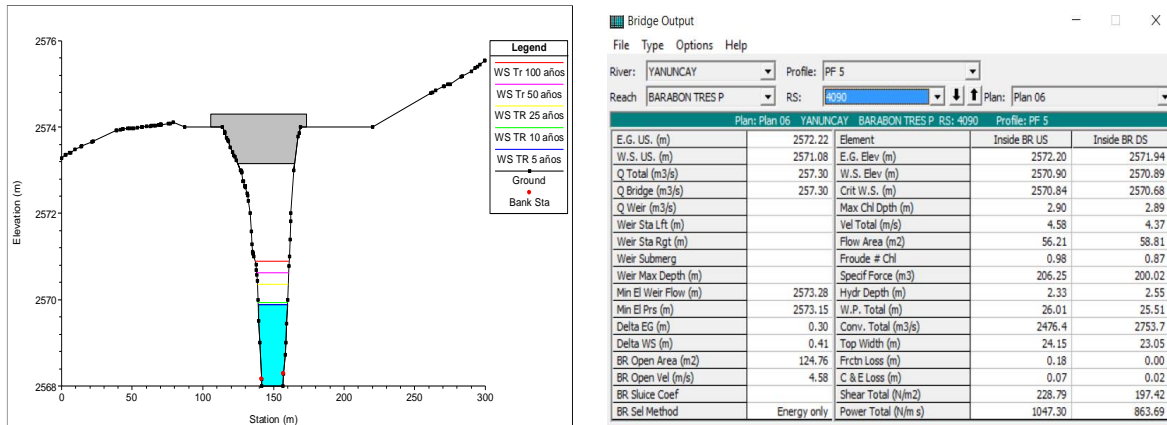
Ubicación / Nombre	Caudal máximo de transporte (m ³ /s)
Puente S/N cerca del Golf Club	< 350
Puente entre la calle Ciudad de Cuenca y Av. Primero de Mayo	< 300
Puente entre Av. Las Américas y Av. Primero de Mayo	< 350
Puente en la Av. Loja y la Av. Primero de Mayo	< 400
Puente El reloj floral	< 300
Puente Felipe Segundo	< 325
5res Puentes	< 350

De la Tabla 4.16 se puede mencionar que la sección con mayor capacidad hidráulica es la que pertenece al puente de la Av. Loja con una capacidad para un caudal máximo cercano a los 400 m³/s y la que menor capacidad tiene es el puente del Reloj Floral con un caudal inferior de 300 m³/ s.

Cabe destacar que las cotas de la parte inferior de las estructuras se han determinado a partir de las distancias aproximadas entre la superficie del agua y la parte baja de la estructura en periodo de estiaje.

En la Figura 4.18 se indica los resultados obtenidos de un puente ejemplo siendo este el puente ubicado a la altura de las Av. De las Américas. Los resultados obtenidos para todos los puentes se tienen en el Anexo 7.

Figura 4.18 Sección transversal en el puente Av. De las Américas



De los resultados obtenidos se puede decir que el flujo posee régimen subcrítico con Números de Froude menores a 1 por lo que poseen velocidades relativamente bajas menores a 3 m/s en las secciones donde el Número de Froude se acerca a la unidad las velocidades superan los 4 m/s llegando a ser de 4.8 m/s en el puente de la Av. Loja. En los Tres Puentes se puede observar que hay un cambio brusco de velocidades entre la sección aguas arriba y la sección aguas abajo lo que puede ser provocado por la distancia que hay entre las secciones, las velocidades varían de 4.5 m/s a 2.3 m/s. El flujo subcrítico se ve reflejado por el aumento de energía, en un aumento en la profundidad de la lámina como es el caso del puente ubicado en la calle Ciudad de Cuenca cuya lámina llega a tener una profundidad de 4.9 m.

4.4. Mapas de Riesgo de Inundación

Una vez realizados los cálculos hidráulicos en HEC-RAS, los resultados son exportados a HEC-GeoRAS en donde mediante el complemento **RAS Mapping** se procesa la información para generar los mapas de niveles de la superficie del agua, así como para identificar las zonas vulnerables a inundaciones.

HEC-GeoRAS no solo genera un polígono que representa la llanura de inundación sino también genera un grid con la profundidad en cada punto de la llanura de inundación (ver Figura 4.19 y Figura 4.20).

Figura 4.19 Llanura de inundación para $T_r = 5$ años



Figura 4.20 y Grid de profundidad para $T_r = 5$ años



En la Tabla 4.17 se indican las áreas de inundación obtenidas. A partir de $T_r = 25$ años el área de inundación de 14 *ha* se incrementa de manera significativamente hasta llegar a un área de 34 *ha* para $T_r = 100$ años.

Tabla 4.17 Áreas de inundación para varios periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Área (ha)
Tr 5	1.5
Tr 10	3.0
Tr 25	14.2
Tr 50	23.0
Tr 100	34.1

4.5. Análisis de las Manchas de Inundación

Para el análisis de las manchas se han identificado tres zonas: zona alta, zona media y zona baja. Estas zonas han sido definidas en base a las características morfométricas del cauce, a la densidad poblacional y al área afectada por la inundación. En el Anexo 9 se presentan los mapas de riesgo a inundaciones obtenidos.

Zona alta. –

Tramo comprendido entre la sección de la abscisa 5+573 (ubicada luego del puente de la calle Ciudad de Cuenca; Sector Misicata) y la sección de la abscisa 8+370 (ubicada en el punto de partida del tramo total de estudio). La densidad poblacional en el área es baja y posee aproximadamente una decena de viviendas que se verían afectadas por los niveles de agua alcanzados por los eventos de crecida de todos los periodos de retorno. La zona poblada en su mayoría se encuentra establecida en el margen izquierdo del río, sin embargo, en la zona final del tramo las viviendas están en ambos márgenes.

El tramo posee secciones transversales anchas y existe en el río una baja variabilidad de velocidades teniendo para un periodo de retorno de 100 años una velocidad promedio de 4.2 m/s. La inundación al inicio del tramo es mayor en el margen derecho y al final del tramo esta es mayor en el margen izquierdo, alcanzando el espejo de agua valores que van desde 25 m hasta los 175 m con un valor promedio de 80 m.

El ancho de mancha de inundación en el Puente del Golf Club tiene valores que están entre los 80 m y 130 m para un periodo de retorno de 100 años, en el puente de calle Ciudad de Cuenca se observa un comportamiento diferente de la mancha de inundación ya que aguas arriba del puente su ancho alcanza valores de 175 m, mientras que, aguas abajo estos valores son de 40 m.

Zona media. –

Tramo comprendido entre la sección de la abscisa 1+792 (ubicada aproximadamente a 100 metros antes del puente Felipe Segundo) y la sección de la abscisa 5+573 La zona en la que se encuentra

ubicado este tramo se considera urbano con una densidad poblacional alta, ya que atraviesa el sur de este a oeste a la ciudad de Cuenca. El tramo tiene un ancho de canal promedio de 35 m y una velocidad promedio del flujo de 3.5 m/s.

El tramo posee zonas en las que la inundación se identifica claramente que está ubicada en su mayoría en los tramos sinuosos del río, los tramos están comprendidos entre las abscisas: 3+294 – 5+074 (Entre la Av. De las Américas y Calle Carmela Malo), 2+372 - 2+913 (Sector Parque Lineal Yanuncay, Parque El Recreo), 1+792 - 1+912 (Sector Reloj Floral). Estas inundaciones se caracterizan por estar en el margen derecho ya que el borde izquierdo posee taludes verticales altos. La mancha de inundación alcanza los 200m de ancho, siendo menor en los tramos rectos donde el área de inundación es pequeña con un ancho máximo de 60 m.

El comportamiento de las áreas de inundación cercana a los puentes en la zona media difiere mucho de los puentes en la zona alta debido a que el espejo de agua que se alcanza para los diversos periodos de retorno es pequeño, a excepción de las áreas cercanas al puente del reloj floral.

Zona baja. –

Tramo comprendido entre la sección de la abscisa 0+050 (ubicada antes de la junta con el río Tarqui) y la sección de la abscisa 1+792. Al igual que la zona media esta zona se considera urbana y potencialmente inundable.

El ancho de la mancha de inundación en esta zona alcanza un valor máximo de 300 m y un valor promedio en el tramo de 115 m. La inundación no solo afecta viviendas sino también la infraestructura vial próxima al cauce, tal es el caso del puente Felipe Segundo cuya área afectada está ubicada en el margen izquierdo del río, mientras que, en los Tres puentes las áreas de inundación se aprecian aguas arriba y aguas abajo de la superestructura mas no en la misma.

En el tramo de estudio se tienen puentes construidos recientemente como es el caso del Puente Misicata y el Puente Felipe Segundo, y puentes antiguos como es el caso del Puente de la Av. Loja y los Tres Puentes, estructuralmente los puentes están conformados de hormigón armado a excepción del puente ubicado cerca del Golf Club que es de madera. La mayoría de los puentes son puentes en arco cuyos apoyos están en los extremos, estos apoyos son principalmente estribos de enrocado y hormigón armado. Los puentes que se ven más afectados por las llanuras de inundación son los ubicados en la zona alta y el puente Felipe Segundo cuya inundación sobrepasa los 100 m de ancho. La vida útil de los puentes no solo depende de los factores estructurales sino también de los no estructurales, entre ellos están los factores hidráulicos, como son la capacidad hidráulica, la forma y mantenimiento del cauce, el arrastre y la acumulación de material flotante.

El estado estructural de los puentes en su mayoría es bueno a excepción del puente del Golf Club cuya estructura se encuentra deteriorada y en mal estado. Del estado del cauce se puede observar en las fotografías del Anexo 6 que el material arrastrado por el flujo se ha depositado en las secciones donde se encuentran ubicados los puentes, este material es indicador de la fuerza que

tiene el flujo durante los eventos de crecida, por lo que es necesario que en el diseño de los puentes se tome en cuenta el fenómeno de la socavación con el fin de evitar que los estribos se vean afectados.

5. Conclusiones y recomendaciones

- Esta investigación permitió conformar una base de datos de precipitación mensual y precipitación máxima 24 horas, a la cual se le aplicó procedimientos de evaluación de calidad y validación de la misma. De manera similar se recopiló una base de datos de caudales mensuales, caudales máximos anuales e instantáneos a la cual se le aplicaron los mismos procedimientos. En cuanto a las precipitaciones máximas 24 horas del análisis de caja los valores 35 mm, 44mm y 47mm se consideraron sospechosos y se incluyeron en los análisis debido a que cumplieron con el criterio de John Tukey.
- Se trabajó con la información de dos estaciones meteorológicas (Yanuncay en Pucán y Yanuncay en Cancán) y una estación hidrológica (Yanuncay en Pucán) que se encuentran monitoreadas por la empresa pública ETAPA EP. A partir de la información obtenida de las estaciones se pudo obtener las gráficas del Régimen de Precipitaciones, así como, del Régimen de Caudales las cuales reflejan la estacionalidad de la cuenca del río Yanuncay.
- De los histogramas obtenidos se pudo definir que el 70-80% de la precipitación total se desarrolla en 60 min, considerándose que las lluvias intensas cuya duración no sobrepasa los 60 min son las que mayores efectos causan, provocando desbordamientos e inundaciones.
- A partir del análisis del registro de caudales, se determinó que para un periodo de retorno de 100 años el caudal de diseño es de $254 \text{ m}^3/\text{s}$, cuyo valor se aproxima al obtenido del modelo HEC-HMS que es de $257 \text{ m}^3/\text{s}$. Los caudales de diseño para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años fueron determinados por el modelo HEC-HMS obteniéndose valores que varían desde $114 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $257 \text{ m}^3/\text{s}$ para el menor y mayor periodo de retorno respectivamente.
- Del mapa de usos de suelo de la cuenca se determinó que el 68.2% del área está cubierta por páramo y que el 5.1% que representa suelo descubierto y/o centros poblados se encuentran en su mayoría ubicados en el desfogue de la cuenca. Las condiciones de humedad y condiciones hidrológicas del suelo determinan un número de curva de 69 con una retención potencial máxima de 114.1 mm que afecta al escurrimiento superficial, siendo este bajo debido a la cobertura vegetal que retiene gran parte de la lluvia caída.

- Por medio de la modelación hidráulica del programa HEC-RAS, el río Yanuncay se desborda en todo el tramo de estudio en algunas zonas más que en otras, esto puede deberse a la topografía del lugar y a la morfología del lecho del cauce. Los anchos de la mancha de inundación para un periodo de 100 años varían desde los 40 m hasta los 300 m en el desfogue del río antes de la junta con el río Tarqui.
- En la mayor parte del trayecto el flujo está bajo régimen subcrítico, lo que implica que sus velocidades van de medias a altas presentándose con mayor frecuencia velocidades entre 2 m/s – 5m/s. A medida que se incrementa el periodo de retorno las profundidades máximas también se incrementan variando desde 2.7 m hasta llegar a los 4.8 m para un periodo de retorno de 100 años.
- El área más crítica con alto peligro de inundación corresponde a la zona baja en la que un alto número de viviendas e infraestructura vial se ve afectada (sector Tres Puentes). Se podría decir más del 50 % del área de inundación total se encuentra en repartida a ambos lados del río tanto al derecho como al izquierdo de la zona baja, afectando en mayor parte a las viviendas ubicadas en el lado izquierdo. En la zona alta se presentan una mayor área de inundación en el lado izquierdo del río mientras que, en la zona media el área de inundación es mayor en el lado derecho. En la zona media y baja se ven afectados un amplio número de habitantes debido a que estas zonas son urbanas con una alta densidad poblacional, mientras que en la zona alta el área se considera rural siendo afectadas aquí un menor número de viviendas que en las otras zonas.
- Para el caudal correspondiente al periodo de retorno de 100 años se determinó que el puente ubicado a la altura de la calle Ciudad de Cuenca, el puente del Reloj Floral y el puente Felipe Segundo no poseen una sección hidráulica segura y que su gálibo no cumple con las dimensiones mínimas recomendadas ya que se dificulta el paso de materiales flotantes (árboles, rocas, etc.) durante los eventos de crecida incumpliendo la normativa existente. Sin embargo, los caudales correspondientes a la máxima capacidad hidráulica considerando toda la sección donde se encuentra ubicado los puentes presentan un periodo de retorno superior a los 100 años.
- Se puede ampliar el estudio incluyendo el río Tarqui, con el fin de determinar la vulnerabilidad que tiene la zona urbana cercana al cauce y de verificar el estado de funcionalidad de los puentes ubicados luego de la junta que tiene el río Tarqui con el río Yanuncay.
- Es recomendable que al momento de modelar en HEC-RAS el espaciamiento que hay entre sección y sección no sea mayor a 30 m ya que generan valores inesperados en las pérdidas de energía y en las velocidades. Para una mayor precisión en los resultados este espaciamiento debería ser igual o menor a 5 m.

- La cartografía base para estudios de inundaciones se recomienda que tenga una escala adecuada a fin de que la morfología del lecho y de las márgenes se asemeje a la realidad ya que influye directamente en el comportamiento del flujo (velocidades, profundidades).
- Los gobiernos locales tienen la obligación de elaborar planes estratégicos, de ordenamiento territorial y de mitigación de riesgos; ya que el nivel de afectación de las inundaciones a la población depende del nivel de vulnerabilidad que tienen la misma.
- Las dimensiones de los puentes se deben determinar a partir de estudios hidrológicos-hidráulicos con el fin de que la sección sea capaz de evacuar los caudales de diseño para varios periodos de retorno sin sufrir fallas o daños, garantizando así la seguridad de la población.

6. Bibliografía

Aparicio, F. (1989). Fundamentos de hidrología de superficies.

Bermeo, H.; Cornejo, M.; Zorrilla, D.; Bermúdez, N.; Estacio, J. (s.f). Proyecto: DIPECHO VII "IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE VULNERABILIDADES A NIVEL CANTONAL" -CUENCA

Bladé, E.; Sánchez, M.; Sánchez, J.; Gómez, M. (2009). Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Una visión a partir del modelo HEC-RAS.

Célleri, R., Willems, P., Buytaert, W., & Feyen, J. (2007). Space-time rainfall variability in the Paute basin, Ecuadorian Andes. Hydrological Processes, 21(NOVEMBER), 3316–3327. <http://doi.org/10.1002/hyp.6575>

Chow, V. T. (1994). Hidrología Aplicada (pp. 80 – 82). I.

Chow, V. T. (1959). Open-channel hydraulics. McGraw-Hill

Chow, V. te. (1994). Hidráulica de canales abiertos (pp. 6 - 14).

Cocha, P. J. (2009). Estado actual de la calidad Físico-Química, bacteriológica y biológica del agua de la subcuenca del río Yanuncay en dos estaciones climáticas (invierno y verano) del cantón Cuenca provincia del Azuay-Ecuador. (pp. 5-7).

Dueñas. (1997). Modelación Hidrológica. IDEAM.
<http://www.ideam.gov.co/web/agua/modelacion-hidrologica>



- Echavarria, M. (1999). Agua: Valoración de los servicios ambiental que prestan las áreas protegidas. Manual preparado por la Universidad Técnica Regional The Nature Conservancy. No.1, vol1. Quito-Ecuador. (pp.79).
- Estudio hidrológico. (s.f). Proyecto de Urbanización del Sector Residencial Horta Baixa en Turís (Valencia). Anexo nº 8.
<http://www.habitatge.gva.es/documents/20551182/161649352/Anejo+8+-+Hidrolog%C3%ADa/e8446466-96f0-4c88-9227-1d43ac320385%3Bjsessionid=62C2C2A3BCB09039D5CCF0CBF8B33278.node1>
- González, A. A., Acosta, T. J., Andrade, S. (2008). Evaluación de las inundaciones de la cuenca baja del guayas, datos y manejo.
- Hidrograma unitario sintético, (s.f.). Guía del Trabajo Práctico No 7
<http://ing.unne.edu.ar/pub/hidro-tp7.pdf>.
- Koutsoyiannis, D., Kozonis, D. & Manetas, A. (1998). A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. Journal of Hydrology, 206(1), 118–135.
- Linsley, R.; Kohler, M.; Paulus, J. (1989). Hidrología para ingenieros. 2 ed. México. Editorial McGraw-Hill Interamericana S.A. 386 pp.
- López, F.; Mitegui, J. (1990). Agrohidrología en la Planificación. Servicio Central del Gobierno Vasco. Primera edición (pp.306).
- Llamas, J. (1993). Hidrología general: Principios y Aplicaciones. Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco (pp.306).
- MACUA (2001). Estudio de Manejo de Cuencas en ríos Andinos. Rodrigo Zeas. Universidad de Cuenca, Ecuador.
- Medina, G. (2000). Introducción. En El Páramo como fuente de recursos hídricos. Serie Páramo 3. GTP/ Abya Yala. Quito.
- Modelación Hidráulica. (s.f). Capítulo 2. (pp.12).
http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_123_183_81_1150.pdf
- Nanía, L. S.; Molero, E. (2007). Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1. Universidad de Granada.
- National Geographic. Inundación, (s.f). <http://www.nationalgeographic.es>
- NEVI-12. (2013)- Ministerio de Transporte y Obras Publicas del Ecuador, Norma Ecuatoriana Vial, MTOP. Quito.



- Nuñez, M. (s.f). Definición de áreas de flujo inefectivo con HEC-RAS.
<http://www.cursosgis.com/index.php/blog-cursosgis/253-definicion-de-areas-de-flujo-inefectivo-con-hec-ras.html>
- Oliveras. (2013). Diques y áreas inefectivas, control de secciones de agua para el cálculo.
<http://www.hidrojing.com/diques-y-areas-inefectivas-control-de-secciones-de-agua-para-el-calculo/>
- Ponce, M. V. (1989). "Engineering Hydrology", Editorial Prentice Hall, 1-6.
- Pizarro, R.; Sangüesa, C.; Flores, J.; Martínez, E.; García, J. (2004). Elementos de hidrología para el mejoramiento de la productividad silvícola. Proyecto FDI – CORFO. Editorial Universidad de Talca. Talca, Chile (pp.65).
- Pizarro, R.; Novoa, P. (1986). Instructivo n° 5. Determinación de valores probabilísticos para variables hidrológicas. Elementos técnicos de Hidrología. Corporación Nacional Forestal (CONAF). Chile (pp.78).
- Rocha A. «Introducción a la hidráulica de las obras viales». Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima, Perú, (2010), en julio 2012. <http://apiperu.com/Articulos/pilares.pdf> .
- Rojas, A. G., & Puyol, D. R. A. F. B. (2006). Hietogramas de diseño en Zonas Urbanas.
- Ruiz, E.; Venialgo, F.; Crispín, A. G.; Noemí, C.; Ingaramo; Octavio – Briend; María, C. (2004). Infiltración de agua en el suelo con diferentes usos en el Departamento 9 de Julio (Chaco). Universidad Nacional del Nordeste. Comunicaciones Científicas y Tecnológicas 2004.
- Saavedra, F. (2010). Vulnerabilidad de la población frente a inundaciones e inestabilidad de laderas.
- Sánchez, J. (2016). Hidrología Superficial (III): Relación Precipitación-Escorrentía. Dpto.Geología.Universidad de Salamanca (España).
- Tapia, R. P., Martínez, F. A. A., & Villanelo, F. J. P. F. (2001). Análisis Comparativo de las Curvas Intensidad--Duración--Frecuencia (IDF) en 6 Estaciones Pluviográficas (VII Región del Maule, Chile). Chile: Universidad de Talca.
- Témez J. (1978). Cálculo Hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. - Madrid: Dirección General de Carreteras. Cap. 4.
- Timbe, L.; Timbe, E.; Avilés, A.; Ramón, S.; Cajamarca, O. (2014). Análisis de la vulnerabilidad a eventos de crecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura.
- Upegui, J. J. V., & Gutiérrez, A. B. (2011). Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales. Dyna, 165, 59.



USACE (2010) HEC-HMS Hydrologic Modeling System user's manual. Hydrologic Engineering Center. Davis, California.

USACE. (2000). HEC-HMS hydrologic modeling system, technical reference manual. Davis, C.

Vuille, M., Bradley, R. S., & Keimig, F. (2000). Climate variability in the Andes of Ecuador and its relation to tropical Pacific and Atlantic sea surface temperature anomalies. *Journal of Climate*, 13(14), 2520–2535.

7. Anexos

Anexo 1. Distribución del estadístico de Kolmogorov Smirnov (Dt)

α						α					
n	0'2	0'1	0'05	0'02	0'01	n	0'2	0'1	0'05	0'02	0'01
1	0'900	0'950	0'975	0'990	0'995	21	0'226	0'259	0'287	0'321	0'344
2	0'684	0'776	0'842	0'900	0'929	22	0'221	0'253	0'281	0'314	0'337
3	0'565	0'636	0'780	0'785	0'829	23	0'216	0'247	0'275	0'307	0'330
4	0'493	0'565	0'624	0'689	0'734	24	0'212	0'242	0'269	0'301	0'323
5	0'447	0'509	0'563	0'627	0'669	25	0'208	0'238	0'264	0'295	0'317
6	0'410	0'468	0'519	0'577	0'617	26	0'204	0'233	0'259	0'290	0'311
7	0'381	0'436	0'483	0'538	0'576	27	0'200	0'229	0'254	0'284	0'305
8	0'358	0'410	0'454	0'507	0'542	28	0'197	0'225	0'250	0'279	0'300
9	0'339	0'387	0'430	0'480	0'513	29	0'193	0'221	0'246	0'275	0'295
10	0'323	0'369	0'409	0'457	0'489	30	0'190	0'218	0'242	0'270	0'290
11	0'308	0'352	0'391	0'437	0'468	31	0'187	0'214	0'238	0'266	0'285
12	0'296	0'338	0'375	0'419	0'449	32	0'184	0'211	0'234	0'262	0'281
13	0'285	0'325	0'361	0'404	0'432	33	0'182	0'208	0'231	0'258	0'277
14	0'275	0'314	0'349	0'390	0'418	34	0'179	0'205	0'227	0'254	0'273
15	0'266	0'304	0'338	0'377	0'404	35	0'177	0'202	0'224	0'251	0'269
16	0'258	0'295	0'327	0'366	0'392	36	0'174	0'199	0'221	0'247	0'265
17	0'250	0'286	0'318	0'355	0'381	37	0'172	0'196	0'218	0'244	0'262
18	0'244	0'279	0'309	0'346	0'371	38	0'170	0'194	0'215	0'241	0'258
19	0'237	0'271	0'301	0'337	0'361	39	0'168	0'191	0'213	0'238	0'255
20	0'232	0'265	0'294	0'329	0'352	40	0'165	0'189	0'21	0'235	0'252
						>40	$\frac{1'07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'63}{\sqrt{n}}$



Anexo 2. Tablas de precipitación máxima en mm a diferente escala temporal.

Precipitaciones mensuales en la estación Cancán

Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1997	3,5	10,5	74,0	97,5	146,5	134,5							466,5
1998	34,5	79,0	147,5	147,5	95,0	52,0	80,0	54,0	40,0	112,0	39,0	29,5	910,0
1999	140,5	138,5	125,5	146,5	179,5	78,5	50,5	29,0	90,5	61,5	24,0	166,5	1231,0
2000	50,5	141,0	123,5	147,5	196,0	75,0	23,0	36,0	114,5	31,0	44,5	60,0	1042,5
2001	98,0	51,0	100,0	79,0	44,5	71,5	30,0	25,5	64,0	48,5	72,5	96,5	781,0
2002	52,5	75,0	117,0	74,0	74,0	24,0	34,0	16,0	8,0	82,5	66,0	93,0	716,0
2003	16,5	63,5	64,0	127,0	74,0	53,5	44,0	10,0	38,5	49,0	111,0	75,5	726,5
2004	29,5	64,5	88,0	96,0	71,0	44,0	39,0	16,0	51,0	90,0	96,0	77,5	762,5
2005	70,0	99,0	157,5	83,0	47,5	77,0	17,0	20,5	16,0	55,0	50,0	167,0	859,5
2006	75,0	76,5	138,5	98,0	34,0	65,5	8,5	38,0	40,5	25,5	94,5	75,0	769,5
2007	57,5	20,0	39,0	63,5	64,5	139,0	26,0	58,5	21,5	78,5	117,0	91,5	776,5
2008	84,0	195,5	136,5	110,0	160,0	65,0	64,0	61,0	67,0	117,0	114,5	40,5	1215,0
2009	166,5	100,5	95,5	79,0	72,0	61,5	28,0	18,5	12,0	33,5	79,5	63,0	809,5
2010	53,0	134,5	74,5	93,0	93,0	103,5	92,5	31,5	40,5	32,5	83,5	146,5	978,5
2011	75,5	143,5	67,5	155,0	85,5	88,0	80,0	44,0	80,5	52,0	89,0	162,0	1122,5
2012	168,5	168,0	96,5	92,5	46,5	66,5	20,0	23,5	26,5	102,5	150,0	100,0	1061,0
2013	59,0	136,0	102,0	27,5	119,5	38,5	38,5	49,5	19,5	136,5	30,0	63,5	820,0

Precipitaciones mensuales en la estación Pucán

Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1997							10,5	16,5	62,5	43,0	99,5	151,0	383,0
1998	47,0	96,5	189,0	178,0	102,5	89,5	98,5	69,0	49,5	120,5	68,0	28,5	1136,5
1999	159,5	178,0	159,5	192,0	238,5	103,0	67,0	50,0	108,0	95,0	51,5	38,0	1440,0
2000	33,5	130,5	190,5	173,0	228,5	96,5	51,0	44,0	145,0	35,5	60,5	95,5	1284,0
2001	110,0	48,5	123,5	91,5	77,5	94,0	37,0	33,5	77,5	42,5	56,5	50,5	842,5
2002	43,5	42,5	134,0	50,5	68,5	28,5	26,0	21,0	14,5	106,5	74,0	73,5	683,0
2003	24,5	53,0	68,5	154,0	101,5	63,0	54,0	17,0	49,0	51,5	64,5	80,0	780,5
2004	36,0	4,0											40,0
2005	47,0	46,0	86,5	44,0	57,0	47,0	29,0	39,0	21,0	62,0	55,0	107,0	640,5
2006	113,5	56,5	86,0	125,5	67,0	65,0	16,5	49,5	37,0	27,5	119,5	103,0	866,5
2007	69,0	41,5	102,0	110,0	62,5	124,5	41,5	65,5	27,0	71,0	144,5	93,5	952,5
2008	90,5	170,5	123,0	101,5	153,5	38,0	68,0	67,5	75,5	114,5	61,5	28,0	1092,0
2009	66,5	62,5	99,0	79,0	96,5	80,0	42,0	33,0	38,0	55,0	94,0	104,0	849,5
2010	53,5	113,0	93,0	110,5	85,5	125,0	124,5	39,5	51,0	56,5	65,0	127,5	1044,5
2011	79,5	97,0	116,0	174,5	118,5	117,5	120,0	43,0	114,5	56,5	123,5	136,0	1296,5
2012	131,5	141,5	114,5	104,5	76,0	67,0	34,5	34,5	42,0	87,0	113,5	96,5	1043,0
2013	65,0	116,5	111,0	29,5	126,5	71,5	63,0	44,5	40,0	116,0	17,0	52,0	852,5
2014	109,5	69,5	140,0	166,0	117,5	95,0	56,5	26,5	73,5	127,0	84,0	70,5	1135,5
2015	108,0	36,0	151,0	94,5	96,0	95,5	99,5	21,0	26,0	3,0	11,5	5,0	747,0

Anexo 3. Tablas de precipitación máxima en mm a diferente escala temporal.

Cancán

Año	Duración (min)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
1997	7.5	12.5	16	18.5	20.5	22.5	24	27.5	30	30.5	30.5	31
1998	1.5	2.5	3	3.5	4.5	4.5	5	7	12.5	17	21.5	28
1999	3	5	7	8.5	11	13	13.5	17	17	18.5	19.5	28.5
2000	0.5	1	1.5	2	2.5	3.5	4.5	8	12	13.5	18	28
2001	3	3.5	3.5	4	5.5	6.5	7	8	11	14	20.5	27.5
2002	3	3.5	5	6	6.5	7.5	9.5	11.5	11.5	11.5	20	29.5
2003	3	5.5	7.5	9.5	11	12	13.5	16.5	22	22	27.5	33
2004	4.5	7.5	10	10.5	11.5	11.5	12	16.5	19.5	21.5	21.5	31.5
2005	1	2	3	4	5.5	7.5	8	11	13.5	14.5	19.5	30
2006	1	1.5	2	2.5	3.5	4.5	5	9	12.5	13.5	17.5	29
2007	1	2	3	3.5	4.5	6.5	7.5	9	12	12.5	18	26
2008	1.5	2.5	3.5	4	4.5	5	5.5	6.5	10	13.5	22	31.5
2009	1	1.5	2	2.5	3	4.5	5.5	10	17.5	20	27	27.5
2010	1	2	3	3.5	4.5	5.5	6	8.5	10	13.5	18	33
2011	2	3.5	4	4.5	5.5	7.5	9	12.5	15.5	20	24.5	35
2012	1.5	2.5	3.5	4	6	8.5	10.5	16	23	26.5	27.5	30.5
2013	2.5	4.5	6.5	8	10	12.5	12.5	20.5	28	28.5	28.5	29.5

Pucán

Año	Duración (min)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
1997	3.5	6	8	9.5	13	15.5	18.5	23.5	26	26	26	33
1998	2.5	4	4.5	4.5	5	6	7	8.5	12	15	24	31.5
1999	1.5	2	2.5	3	4	6	7	13.5	22	28	39.5	44
2000	1	1.5	2	3	4	5.5	7.5	13.5	20	23	27	36
2001	2	4	5.5	7.5	9	10.5	11.5	12.5	18.5	19.5	19.5	29.5
2002	4.5	8	11	13	13	16.5	20.5	21	21	22.5	27.5	29.5
2003	3.5	6	7	7.5	8.5	9	9.5	10	13.5	15	16.5	28
2005	1.5	2	2.5	3	3.5	5	6	8	11	12.5	20	27.5
2006	1.5	2.5	3	3.5	4.5	6	8.5	13.5	21	22.5	23.5	31.5
2007	1.5	3	4	5	6.5	8	8.5	10	15	19	24	30
2008	4	6.5	7.5	8	8	9	9.5	10	10	12	22.5	27.5
2009	6	11	15	18	26.5	27	27	27	27	27.5	27.5	28.5
2010	2.5	5	6	6.5	9	10	10.5	16.5	17	23.5	26.5	32.5
2011	3	4.5	5.5	6	7	7.5	9	15	18.5	24.5	33.5	47
2012	2.5	3.5	4.5	5	6	8.5	10.5	13.5	21.5	21.5	21.5	32
2013	3	4	5	5.5	6.5	8	9	12	17	17	18.5	26.5
2014	2	3.5	4.5	5.5	6.5	8	10.5	16	22	23.5	29.5	35.5
2015	4.5	6	7.5	9.5	13	16.5	19.5	31	36	36	36	36



Anexo 4. Tabla de cálculos y resultados del Test de Bondad de Ajuste Kolmogorov Smirnov

Estación Pucán (Precipitaciones)

			GUMBEL		NORMAL			GUMBEL		NORMAL	
n	X	F _n (x)	F(x) _i	D	F(x) _i	D	F(n)-Fmedia	[F(n)-F(x)] ²	[F(n)-Fmedia] ²	[F(n)-F(x)] ²	[F(n)-Fmedia] ²
1	26,500	0,053	0,103	0,051	0,138	0,085	-0,447	0,003	0,200	0,007	0,200
2	27,500	0,105	0,165	0,059	0,181	0,076	-0,395	0,004	0,156	0,006	0,156
3	27,500	0,158	0,165	0,007	0,181	0,024	-0,342	0,000	0,117	0,001	0,117
4	28,000	0,211	0,201	0,010	0,206	0,004	-0,289	0,000	0,084	0,000	0,084
5	28,500	0,263	0,239	0,024	0,233	0,030	-0,237	0,001	0,056	0,001	0,056
6	29,500	0,316	0,321	0,005	0,291	0,025	-0,184	0,000	0,034	0,001	0,034
7	29,500	0,368	0,321	0,048	0,291	0,077	-0,132	0,002	0,017	0,006	0,017
8	30,000	0,421	0,363	0,058	0,323	0,098	-0,079	0,003	0,006	0,010	0,006
9	31,500	0,474	0,489	0,015	0,425	0,049	-0,026	0,000	0,001	0,002	0,001
10	31,500	0,526	0,489	0,038	0,425	0,102	0,026	0,001	0,001	0,010	0,001
11	32,000	0,579	0,528	0,051	0,460	0,119	0,079	0,003	0,006	0,014	0,006
12	32,500	0,632	0,566	0,065	0,496	0,136	0,132	0,004	0,017	0,018	0,017
13	33,000	0,684	0,602	0,082	0,532	0,152	0,184	0,007	0,034	0,023	0,034
14	35,500	0,737	0,752	0,015	0,702	0,035	0,237	0,000	0,056	0,001	0,056
15	35,500	0,789	0,752	0,037	0,702	0,088	0,289	0,001	0,084	0,008	0,084
16	36,000	0,842	0,776	0,066	0,732	0,110	0,342	0,004	0,117	0,012	0,117
17	44,000	0,895	0,961	0,066	0,980	0,086	0,395	0,004	0,156	0,007	0,156
18	47,000	0,947	0,980	0,033	0,995	0,048	0,447	0,001	0,200	0,002	0,200
Promedio	32,528	0,500	Dt	0,082	Dt	0,152	Suma	0,039	1,342	0,130	1,34
			α	0,309							

Coeficiente de determinación R ²	0,971	GUMBEL
	0,903	NORMAL



Estación Cancán (Precipitaciones)

			GUMBEL		NORMAL			GUMBEL		NORMAL	
n	X	Fn(x)	F(x)i	D	F(x)i	D	F(n)- Fmedia	[F(n)-F(x)] ²	[F(n)- Fmedia] ²	[F(n)-F(x)] ²	[F(n)- Fmedia] ²
1	26,000	0,056	0,008	0,047	0,047	0,008	-0,444	0,002	0,198	0,000	0,198
2	27,500	0,111	0,120	0,009	0,150	0,039	-0,389	0,000	0,151	0,002	0,151
3	27,500	0,167	0,120	0,046	0,150	0,016	-0,333	0,002	0,111	0,000	0,111
4	28,000	0,222	0,199	0,023	0,205	0,017	-0,278	0,001	0,077	0,000	0,077
5	28,000	0,278	0,199	0,079	0,205	0,073	-0,222	0,006	0,049	0,005	0,049
6	28,500	0,333	0,292	0,041	0,271	0,063	-0,167	0,002	0,028	0,004	0,028
7	29,000	0,389	0,392	0,003	0,345	0,044	-0,111	0,000	0,012	0,002	0,012
8	29,500	0,444	0,490	0,045	0,426	0,019	-0,056	0,002	0,003	0,000	0,003
9	29,500	0,500	0,490	0,010	0,426	0,074	0,000	0,000	0,000	0,006	0,000
10	30,000	0,556	0,581	0,025	0,510	0,046	0,056	0,001	0,003	0,002	0,003
11	30,500	0,611	0,661	0,050	0,594	0,017	0,111	0,002	0,012	0,000	0,012
12	31,000	0,667	0,729	0,063	0,673	0,007	0,167	0,004	0,028	0,000	0,028
13	31,500	0,722	0,786	0,064	0,746	0,024	0,222	0,004	0,049	0,001	0,049
14	31,500	0,778	0,786	0,008	0,746	0,032	0,278	0,000	0,077	0,001	0,077
15	33,000	0,833	0,899	0,066	0,903	0,069	0,333	0,004	0,111	0,005	0,111
16	33,000	0,889	0,899	0,010	0,903	0,014	0,389	0,000	0,151	0,000	0,151
17	35,000	0,944	0,965	0,020	0,984	0,040	0,444	0,000	0,198	0,002	0,198
Promedio	29,941	0,500	Dt	0,079	Dt	0,07421684	Suma	0,031	1,259	0,030	1,259
			α	0,318							

Coeficiente de determinación R ²	0,975	GUMBEL
	0,976	NORMAL



Estación Pucán (Precipitaciones)

			GUMBEL		NORMAL			GUMBEL		NORMAL	
n	X	Fn(x)	F(x)i	D	F(x)i	D	F(n)-Fmedia	[F(n)-F(x)] ²	[F(n)-Fmedia] ²	[F(n)-F(x)] ²	[F(n)-Fmedia] ²
1	29.751	0.071	0.054	0.018	0.099	0.028	-0.429	0.000	0.184	0.001	0.184
2	46.161	0.143	0.145	0.002	0.168	0.025	-0.357	0.000	0.128	0.001	0.128
3	48.656	0.214	0.163	0.051	0.180	0.034	-0.286	0.003	0.082	0.001	0.082
4	57.603	0.286	0.235	0.051	0.230	0.056	-0.214	0.003	0.046	0.003	0.046
5	62.452	0.357	0.277	0.080	0.260	0.097	-0.143	0.006	0.020	0.009	0.020
6	74.037	0.429	0.384	0.045	0.339	0.090	-0.071	0.002	0.005	0.008	0.005
7	89.431	0.500	0.522	0.022	0.455	0.045	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000
8	98.520	0.571	0.597	0.025	0.526	0.045	0.071	0.001	0.005	0.002	0.005
9	111.771	0.643	0.691	0.048	0.628	0.015	0.143	0.002	0.020	0.000	0.020
10	118.457	0.714	0.732	0.017	0.676	0.038	0.214	0.000	0.046	0.001	0.046
11	123.637	0.786	0.760	0.025	0.712	0.074	0.286	0.001	0.082	0.005	0.082
12	179.348	0.857	0.935	0.078	0.951	0.094	0.357	0.006	0.128	0.009	0.128
13	197.740	0.929	0.959	0.030	0.978	0.050	0.429	0.001	0.184	0.002	0.184
Promedio	95.197	0.500	Dt	0.080	Dt	0.0973	suma	0.025	0.929	0.046	0.929
			α	0.361							

Coeficiente de determinación R ²	0,973	GUMBEL
	0,951	NORMAL

Anexo 5. Hietogramas de diseño para diferentes periodos de retorno.

Hietograma Tr = 5 años				Hietograma Tr = 10 años			
		Precipitación (mm)				Precipitación (mm)	
Tiempo (min)	Estación Cancán	Estación Pucán		Tiempo (min)	Estación Cancán	Estación Pucán	
15	0.30	0.30		15	0.26	0.30	
30	0.18	0.23		30	0.14	0.16	
45	0.15	0.12		45	0.11	0.04	
60	0.28	0.24		60	0.28	0.18	
75	0.47	0.46		75	0.51	0.44	
90	0.66	0.68		90	0.73	0.71	
105	0.81	0.84		105	0.90	0.91	
120	0.79	0.75		120	0.86	0.79	
135	1.36	1.60		135	1.57	1.83	
150	1.52	1.69		150	1.65	1.75	
165	7.56	8.18		165	9.69	10.07	
180	2.74	4.25		180	3.24	5.53	
195	1.01	1.69		195	1.10	1.82	
210	0.94	0.96		210	1.04	1.04	
225	0.79	0.78		225	0.86	0.83	
240	0.75	0.78		240	0.83	0.83	
255	0.56	0.57		255	0.62	0.57	
270	0.37	0.35		270	0.39	0.30	
285	0.19	0.14		285	0.16	0.05	
300	0.16	0.18		300	0.12	0.16	
315	0.21	0.28		315	0.18	0.26	
330	0.25	0.30		330	0.22	0.30	



Hietograma Tr = 25 años			
Precipitación (mm)			
Tiempo (min)	Estación Cancán	Estación Pucán	
15	0.25	0.31	
30	0.10	0.15	
45	0.06	-0.06	
60	0.27	0.16	
75	0.55	0.42	
90	0.83	0.75	
105	1.02	0.99	
120	0.94	0.86	
135	1.83	2.10	
150	1.82	1.83	
165	12.39	12.45	
180	3.88	7.15	
195	1.20	1.98	
210	1.17	1.16	
225	0.96	0.87	
240	0.95	0.89	
255	0.69	0.58	
270	0.41	0.25	
285	0.13	-0.11	
300	0.07	0.05	
315	0.15	0.24	
330	0.20	0.30	

Hietograma Tr = 50 años			
Precipitación (mm)			
Tiempo (min)	Estación Cancán	Estación Pucán	
15	0.24	0.31	
30	0.06	-0.14	
45	0.01	-0.13	
60	0.32	0.00	
75	0.59	0.46	
90	0.90	0.77	
105	1.10	1.05	
120	1.01	0.87	
135	2.02	2.32	
150	1.94	1.89	
165	14.39	14.22	
180	4.35	8.36	
195	1.28	2.10	
210	1.26	1.22	
225	1.03	0.93	
240	1.03	0.94	
255	0.75	0.59	
270	0.43	0.24	
285	0.05	-0.17	
300	0.04	0.24	
315	0.12	0.22	
330	0.18	0.30	



Hietograma Tr = 100 años			
Tiempo (min)	Precipitación (mm)		
	Estación Cancán	Estación Pucán	
15	0.10	0.32	
30	0.03	0.08	
45	0.00	-0.21	
60	0.27	-0.02	
75	0.63	0.36	
90	0.96	0.93	
105	1.19	1.11	
120	1.07	0.95	
135	2.22	2.49	
150	2.07	1.94	
165	16.37	15.98	
180	4.82	9.55	
195	1.36	2.22	
210	1.35	1.34	
225	1.10	0.93	
240	1.11	0.99	
255	0.80	0.54	
270	0.45	0.15	
285	0.08	-0.23	
300	0.00	-0.06	
315	0.10	0.21	
330	0.28	0.30	

Anexo 6. Fotografías

Fotografía 1



Puente S/N cerca del Golf Club

Fotografía 2



Puente entre la calle Ciudad de Cuenca y Av. Primero de Mayo

Fotografía 3



Puente entre Av. Las Américas y Av. Primero de Mayo

Fotografía 4



Puente en la Av. Loja y la Av. Primero de Mayo

Fotografía 5



Puente El reloj floral

Fotografía 6



Puente Felipe Segundo

Fotografía 7



Tres Puentes

Anexo 7. Tabla de cálculos y resultados de la modelación en HEC-RAS

Estación	Tr	Q Total	Elev. Mínima Canal	Elev. Superficie Libre	Prof. Máx Canal	Ancho Superf. Libre	Elev.E.G	Pendiente G.E	Vel. Canal	Área del Flujo	Froude.#Chl
	años	m/s	m	m	m	m	m	%	m/s	m134	—
1+292.62	5	114.3	2527.07	2528.53	1.46	52.85	2528.75	0.0048	2.13	58.95	0.58
1+292.62	10	121.1	2527.07	2528.6	1.53	53.71	2528.82	0.0045	2.13	62.78	0.57
1+292.62	25	173.3	2527.07	2528.47	1.4	52.13	2529.03	0.0130	3.39	55.7	0.95
1+292.62	50	212	2527.07	2528.64	1.57	54.18	2529.27	0.0126	3.62	64.71	0.96
1+292.62	100	257.3	2527.07	2528.84	1.77	56.91	2529.53	0.0118	3.81	75.88	0.94
1+272.62	5	114.3	2527	2528.59	1.59	126.63	2528.65	0.0014	1.27	121.38	0.33
1+272.62	10	121.1	2527	2528.66	1.66	130.11	2528.73	0.0013	1.26	131.2	0.32
1+272.62	25	173.3	2527	2528.54	1.54	124.5	2528.71	0.0038	2.01	115.51	0.52
1+272.62	50	212	2527	2528.81	1.81	136.66	2528.96	0.0028	1.95	150.89	0.47
1+272.62	100	257.3	2527	2528.06	1.06	91.18	2529.11	0.0354	4.78	65.17	1.51
1+232.62	5	114.3	2526.43	2527.89	1.46	28.71	2528.52	0.0127	3.6	34.82	0.95
1+232.62	10	121.1	2526.43	2527.94	1.51	29.09	2528.59	0.0126	3.67	36.32	0.96
1+232.62	25	173.3	2526.43	2528.48	2.05	170.13	2528.57	0.0021	1.85	175.98	0.41
1+232.62	50	212	2526.43	2528.78	2.35	190.71	2528.85	0.0015	1.71	228.99	0.36
1+232.62	100	257.3	2526.43	2528.43	2	169.54	2528.66	0.0053	2.88	168.19	0.65
1+212.62	5	114.3	2526.06	2527.06	1	32.01	2528.08	0.0344	4.54	26.77	1.47
1+212.62	10	121.1	2526.06	2527.1	1.04	32.56	2528.16	0.0343	4.63	27.9	1.48
1+212.62	25	173.3	2526.06	2527.77	1.71	43.35	2528.44	0.0115	3.77	53.41	0.93
1+212.62	50	212	2526.06	2527.99	1.93	47.39	2528.73	0.0108	3.98	63.62	0.92
1+212.62	100	257.3	2526.06	2528.06	2	209.42	2528.26	0.0045	2.63	182.89	0.6
1+192.62	5	114.3	2526	2527.6	1.6	169.68	2527.66	0.0017	1.41	141.92	0.36
1+192.62	10	121.1	2526	2527.26	1.26	167.67	2527.49	0.0073	2.48	84.3	0.71
1+192.62	25	173.3	2526	2527.4	1.4	168.46	2527.67	0.0082	2.82	107.91	0.76
1+192.62	50	212	2526	2527.49	1.49	168.96	2527.78	0.0087	3.03	123.08	0.79
1+192.62	100	257.3	2526	2527.63	1.63	170.23	2527.92	0.0078	3.06	147.39	0.77
1+172.59	5	114.3	2525.75	2526.77	1.02	164.57	2527.52	0.0292	4.12	44.28	1.34
1+172.59	10	121.1	2525.75	2526.9	1.15	165.01	2527.3	0.0155	3.26	65.17	1
1+172.59	25	173.3	2525.75	2527.02	1.27	165.42	2527.48	0.0172	3.68	84.55	1.07
1+172.59	50	212	2525.75	2527.28	1.53	166.37	2527.54	0.0084	2.93	128.5	0.77
1+172.59	100	257.3	2525.75	2527.66	1.91	167.76	2527.81	0.0038	2.3	192.05	0.54



Estación N1:P36	Tr años	Q Total m/s	Elev. Mínima Canal m	Elev. Superficie Libre m	Prof. Máx Canal m	Ancho Superf. Libre m	Elev.E.G m	Pendiente G.E %	Vel. Canal m/s	Área del Flujo m135	Froude.#Chl _
1+152.60	5	114.3	2525.54	2526.55	1.01	163.7	2526.98	0.0202	3.49	60.4	1.13
1+152.60	10	121.1	2525.54	2526.78	1.24	164.29	2526.93	0.0062	2.24	99.4	0.65
1+152.60	25	173.3	2525.54	2526.86	1.32	164.49	2527.09	0.0090	2.81	112.61	0.79
1+152.60	50	212	2525.54	2527.31	1.77	165.6	2527.41	0.0029	1.96	186.89	0.47
1+152.60	100	257.3	2525.54	2527.67	2.13	214.68	2527.75	0.0018	1.75	251.63	0.39
1+132.71	5	114.3	2524.95	2526.78	1.83	189.14	2526.8	0.0007	0.94	206.85	0.23
1+132.71	10	121.1	2524.95	2526.85	1.9	190.68	2526.87	0.0006	0.93	220.25	0.22
1+132.71	25	173.3	2524.95	2526.96	2.01	193.12	2527	0.0010	1.21	241.67	0.28
1+132.71	50	212	2524.95	2527.35	2.4	212.02	2527.38	0.0007	1.11	320.15	0.23
1+132.71	100	257.3	2524.95	2527.69	2.74	221.07	2527.72	0.0005	1.09	394.71	0.21
1+113.98	5	114.3	2524.15	2526.07	1.92	39.58	2526.72	0.0110	3.74	38.28	0.91
1+113.98	10	121.1	2524.15	2526.15	2	43.67	2526.79	0.0103	3.74	41.64	0.89
1+113.98	25	173.3	2524.15	2526.77	2.62	169.67	2526.96	0.0032	2.53	143.45	0.52
1+113.98	50	212	2524.15	2527.27	3.12	187.61	2527.36	0.0014	1.91	232.86	0.36
1+113.98	100	257.3	2524.15	2527.64	3.49	200.53	2527.71	0.0010	1.74	304.35	0.31
1+094.06	5	114.3	2523.45	2525.04	1.59	24.33	2526.31	0.0304	5.15	24.94	1.45
1+094.06	10	121.1	2523.45	2525.09	1.64	24.72	2526.4	0.0298	5.23	26.16	1.44
1+094.06	25	173.3	2523.45	2526.27	2.82	35.53	2526.85	0.0062	3.63	60.6	0.73
1+094.06	50	212	2523.45	2526.65	3.2	53.41	2527.27	0.0055	3.77	77.69	0.71
1+094.06	100	257.3	2523.45	2527.55	4.1	180.39	2527.69	0.0013	2.2	248.79	0.36
1+074.75	5	114.3	2523.12	2525.3	2.18	24.8	2525.99	0.0110	3.75	33.75	0.91
1+074.75	10	121.1	2523.12	2525.39	2.27	25.37	2526.08	0.0103	3.75	36	0.89
1+074.75	25	173.3	2523.12	2526.05	2.93	29.39	2526.72	0.0069	3.77	54.01	0.77
1+074.75	50	212	2523.12	2526.49	3.37	32.76	2527.16	0.0057	3.82	67.6	0.71
1+074.75	100	257.3	2523.12	2526.88	3.76	35.98	2527.59	0.0052	3.99	80.99	0.7
1+055.36	5	114.3	2523.03	2525.35	2.32	27.48	2525.66	0.0077	3.23	48.9	0.75
1+055.36	10	121.1	2523.03	2525.45	2.42	28.24	2525.76	0.0075	3.29	51.52	0.75
1+055.36	25	173.3	2523.03	2526.11	3.08	47.04	2526.47	0.0065	3.72	73.62	0.73
1+055.36	50	212	2523.03	2526.62	3.59	65.13	2526.93	0.0050	3.69	102	0.66
1+055.36	100	257.3	2523.03	2527.3	4.27	189.26	2527.35	0.0013	2.15	300.84	0.35



Estación	Tr años	Q Total m/s	Elev. Mínima Canal m	Elev. Superficie Libre m	Prof. Máx Canal m	Ancho Superf. Libre m	Elev.E.G m	Pendiente G.E %	Vel. Canal m/s	Área del Flujo m135	Froude.#Chl _
1+035.29	5	114.3	2522.7	2525.17	2.47	29.59	2525.53	0.0038	2.77	49.8	0.57
1+035.29	10	121.1	2522.7	2525.27	2.57	30.58	2525.63	0.0037	2.8	52.79	0.56
1+035.29	25	173.3	2522.7	2525.97	3.27	41.11	2526.36	0.0030	2.98	77.13	0.53
1+035.29	50	212	2522.7	2526.72	4.02	167.61	2526.83	0.0009	1.87	239.23	0.3
1+035.29	100	257.3	2522.7	2527.27	4.57	213.71	2527.34	0.0006	1.62	341.84	0.24
1+018.03	5	114.3	2522	2524.63	2.63	18.51	2525.39	0.0092	3.96	32.09	0.86
1+018.03	10	121.1	2522	2524.7	2.7	18.79	2525.49	0.0092	4.05	33.48	0.86
1+018.03	25	173.3	2522	2525.26	3.26	20.91	2526.22	0.0085	4.51	44.64	0.86
1+018.03	50	212	2522	2525.47	3.47	21.66	2526.68	0.0098	5.09	48.97	0.94
1+018.03	100	257.3	2522	2525.84	3.84	23.13	2527.19	0.0094	5.39	57.41	0.94
0+991.69	5	114.3	2522	2524.13	2.13	25.38	2524.59	0.0059	3.08	41.4	0.68
0+991.69	10	121.1	2522	2524.22	2.22	25.79	2524.69	0.0057	3.12	43.56	0.68
0+991.69	25	173.3	2522	2523.61	1.61	22.48	2525.65	0.0373	6.41	28.93	1.64
0+991.69	50	212	2522	2525.25	3.25	30.76	2525.81	0.0042	3.49	72.64	0.63
0+991.69	100	257.3	2522	2525.7	3.7	32.96	2526.29	0.0038	3.62	87.12	0.61
0+967.45	5	114.3	2521.3	2523.52	2.22	19.34	2524.35	0.0126	4.11	29.96	0.98
0+967.45	10	121.1	2521.3	2523.59	2.29	19.5	2524.45	0.0125	4.18	31.28	0.98
0+967.45	25	173.3	2521.3	2524.07	2.77	20.63	2525.13	0.0116	4.69	40.84	0.98
0+967.45	50	212	2521.3	2524.38	3.08	21.4	2525.59	0.0111	5	47.54	0.98
0+967.45	100	257.3	2521.3	2524.74	3.44	22.28	2526.08	0.0105	5.29	55.41	0.97
0+955.40	5	114.3	2521.15	2522.8	1.65	20.61	2524.09	0.0293	5.05	23.54	1.42
0+955.40	10	121.1	2521.15	2522.85	1.7	20.83	2524.18	0.0290	5.15	24.54	1.42
0+955.40	25	173.3	2521.15	2523.19	2.04	22.51	2524.87	0.0274	5.81	31.86	1.43
0+955.40	50	212	2521.15	2523.41	2.26	23.36	2525.32	0.0267	6.22	36.92	1.44
0+955.40	100	257.3	2521.15	2523.65	2.5	24.27	2525.8	0.0261	6.65	42.55	1.45
0+935.40	5	114.3	2521	2523.07	2.07	28.63	2523.5	0.0062	3.03	43.08	0.7
0+935.40	10	121.1	2521	2523.13	2.13	29.04	2523.58	0.0062	3.1	44.81	0.7
0+935.40	25	173.3	2521	2523.57	2.57	32.04	2524.14	0.0062	3.53	58.2	0.72
0+935.40	50	212	2521	2522.92	1.92	27.63	2524.73	0.0285	6.16	38.77	1.47
0+935.40	100	257.3	2521	2523.09	2.09	28.8	2525.23	0.0298	6.71	43.8	1.53



Estación	Tr años	Q Total m/s	Elev. Mínima Canal m	Elev. Superficie Libre m	Prof. Máx Canal m	Ancho Superf. Libre m	Elev.E.G m	Pendiente G.E %	Vel. Canal m/s	Área del Flujo m ²	Froude.#Chl _
0+915.40	5	114.3	2521	2523.02	2.02	30.78	2523.37	0.0047	2.72	48.4	0.61
0+915.40	10	121.1	2521	2523.08	2.08	31.25	2523.45	0.0048	2.78	50.31	0.62
0+915.40	25	173.3	2521	2523.54	2.54	34.68	2524	0.0047	3.17	65.32	0.64
0+915.40	50	212	2521	2523.85	2.85	37.05	2524.37	0.0046	3.38	76.62	0.64
0+915.40	100	257.3	2521	2524.64	3.64	171.69	2524.7	0.0007	1.52	323.79	0.25
0+895.40	5	114.3	2521	2522.7	1.7	27.76	2523.23	0.0090	3.27	37.89	0.82
0+895.40	10	121.1	2521	2522.75	1.75	28.06	2523.3	0.0091	3.35	39.29	0.82
0+895.40	25	173.3	2521	2523	2	29.53	2523.82	0.0114	4.12	46.44	0.95
0+895.40	50	212	2521	2523.26	2.26	32.79	2524.19	0.0111	4.42	54.38	0.95
0+895.40	100	257.3	2521	2523.57	2.57	36.83	2524.57	0.0101	4.6	65.36	0.93
0+875.40	5	114.3	2520.96	2522.63	1.67	34.92	2523.03	0.0070	2.9	44.87	0.72
0+875.40	10	121.1	2520.96	2522.69	1.73	35.47	2523.1	0.0069	2.95	46.92	0.72
0+875.40	25	173.3	2520.96	2523.38	2.42	172.56	2523.5	0.0019	1.95	168.21	0.4
0+875.40	50	212	2520.96	2522.78	1.82	36.35	2523.9	0.0175	4.87	50.26	1.16
0+875.40	100	257.3	2520.96	2523.62	2.66	174.42	2523.78	0.0024	2.31	210.35	0.46
0+855.40	5	114.3	2520.95	2522.49	1.54	35.75	2522.88	0.0080	2.87	43.62	0.76
0+855.40	10	121.1	2520.95	2522.33	1.38	34.19	2522.9	0.0134	3.44	38.07	0.96
0+855.40	25	173.3	2520.95	2522.66	1.71	37.44	2523.37	0.0125	3.86	49.92	0.96
0+855.40	50	212	2520.95	2523.05	2.1	298.12	2523.14	0.0021	1.81	237.65	0.41
0+855.40	100	257.3	2520.95	2523.69	2.74	300	2523.72	0.0006	1.16	429.25	0.23
0+835.40	5	114.3	2520.88	2522.56	1.68	91.35	2522.72	0.0032	1.96	82.24	0.49
0+835.40	10	121.1	2520.88	2522.28	1.4	80.08	2522.62	0.0080	2.74	58.38	0.75
0+835.40	25	173.3	2520.88	2522.73	1.85	168.19	2522.82	0.0019	1.63	157.26	0.39
0+835.40	50	212	2520.88	2522.9	2.02	300	2523.07	0.0035	2.31	189.16	0.53
0+835.40	100	257.3	2520.88	2523.67	2.79	300	2523.71	0.0006	1.21	421.06	0.23
0+815.40	5	114.3	2520.68	2521.85	1.17	37.85	2522.54	0.0240	3.73	31.98	1.22
0+815.40	10	121.1	2520.68	2522.16	1.48	128.23	2522.46	0.0080	2.6	66.73	0.74
0+815.40	25	173.3	2520.68	2522.56	1.88	150.49	2522.75	0.0042	2.27	123.25	0.56
0+815.40	50	212	2520.68	2522.76	2.08	161.25	2522.94	0.0037	2.28	153.69	0.53
0+815.40	100	257.3	2520.68	2523.66	2.98	300	2523.7	0.0005	1.13	434.57	0.22



Estación	Tr años	Q Total m/s	Elev. Mínima Canal m	Elev. Superficie Libre m	Prof. Máx Canal m	Ancho Superf. Libre m	Elev.E.G m	Pendiente G.E %	Vel. Canal m/s	Área del Flujo m136	Froude.#Chl _
0+735.40	5	114.3	2519.1	2520.85	1.75	33.76	2521.45	0.0133	3.91	39.52	0.99
0+735.40	10	121.1	2519.1	2520.9	1.8	34.23	2521.52	0.0132	3.98	41.26	0.99
0+735.40	25	173.3	2519.1	2520.92	1.82	34.32	2522.15	0.0264	5.66	41.63	1.41
0+735.40	50	212	2519.1	2521.44	2.34	145.14	2522.11	0.0120	4.58	97.4	0.99
0+735.40	100	257.3	2519.1	2520.99	1.89	35.03	2523.41	0.0487	7.93	44.35	1.93
0+715.40	5	114.3	2519	2520.29	1.29	29.16	2521.11	0.0202	4.11	30.36	1.17
0+715.40	10	121.1	2519	2520.34	1.34	29.55	2521.19	0.0199	4.18	31.76	1.17
0+715.40	25	173.3	2519	2520.75	1.75	33.37	2521.67	0.0152	4.4	44.88	1.07
0+715.40	50	212	2519	2521	2	77.1	2521.92	0.0133	4.51	61.76	1.03
0+715.40	100	257.3	2519	2520.94	1.94	35.15	2522.53	0.0231	5.82	51.26	1.35
0+695.40	5	114.3	2518.79	2520.43	1.64	79.15	2520.75	0.0061	2.69	60.63	0.68
0+695.40	10	121.1	2518.79	2520.64	1.85	96.01	2520.87	0.0040	2.35	79.2	0.56
0+695.40	25	173.3	2518.79	2520.86	2.07	113.12	2521.16	0.0049	2.8	101.64	0.63
0+695.40	50	212	2518.79	2521.04	2.25	130.9	2521.36	0.0049	2.96	123.79	0.63
0+695.40	100	257.3	2518.79	2521.21	2.42	151.22	2521.56	0.0050	3.15	148.05	0.65
0+675.40	5	114.3	2518.33	2519.98	1.65	32.15	2520.56	0.0112	3.61	38.89	0.91
0+675.40	10	121.1	2518.33	2520.01	1.68	53.81	2520.69	0.0126	3.87	40.26	0.97
0+675.40	25	173.3	2518.33	2520.58	2.25	105.53	2521.03	0.0066	3.41	85.85	0.74
0+675.40	50	212	2518.33	2520.73	2.4	119.25	2521.22	0.0070	3.69	102.48	0.77
0+675.40	100	257.3	2518.33	2520.86	2.53	129.18	2521.41	0.0077	4	118.38	0.81
0+655.40	5	114.3	2518.1	2519.75	1.65	32.2	2520.33	0.0110	3.5	37.71	0.9
0+655.40	10	121.1	2518.1	2519.79	1.69	32.6	2520.4	0.0113	3.6	38.99	0.91
0+655.40	25	173.3	2518.1	2520.52	2.42	127.16	2520.78	0.0037	2.66	115.59	0.56
0+655.40	50	212	2518.1	2520.17	2.07	101.84	2521	0.0131	4.47	74.5	1.02
0+655.40	100	257.3	2518.1	2520.33	2.23	114.28	2521.19	0.0128	4.67	92.63	1.02
0+635.40	5	114.3	2518	2519.53	1.53	34.54	2520.09	0.0131	3.34	35.86	0.95
0+635.40	10	121.1	2518	2519.58	1.58	35.29	2520.16	0.0128	3.4	37.59	0.94
0+635.40	25	173.3	2518	2519.95	1.95	47.33	2520.62	0.0109	3.69	52.9	0.91
0+635.40	50	212	2518	2520.05	2.05	121.04	2520.47	0.0080	3.29	101.31	0.79
0+635.40	100	257.3	2518	2520.06	2.06	121.92	2520.66	0.0113	3.93	103.26	0.93



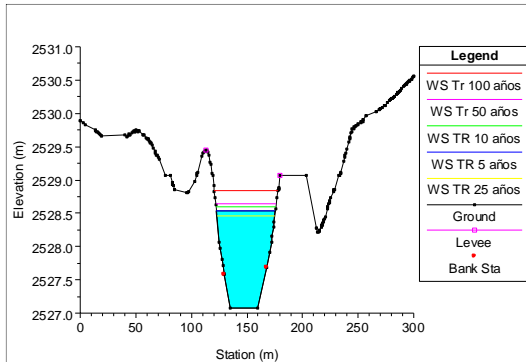
Estación	Tr años	Q Total m/s	Elev. Mínima Canal m	Elev. Superficie Libre m	Prof. Máx Canal m	Ancho Superf. Libre m	Elev.E.G m	Pendiente G.E %	Vel. Canal m/s	Área del Flujo m ²	Froude.#Chl _
0+615.40	5	114.3	2517.92	2519	1.08	39.63	2519.74	0.0225	3.85	32.32	1.2
0+615.40	10	121.1	2517.92	2519.04	1.12	40.55	2519.8	0.0227	3.95	33.6	1.22
0+615.40	25	173.3	2517.92	2519.25	1.33	47.6	2520.27	0.0242	4.61	43.07	1.29
0+615.40	50	212	2517.92	2519.46	1.54	147.16	2519.77	0.0085	3.03	116.58	0.79
0+615.40	100	257.3	2517.92	2519.48	1.56	149.4	2519.91	0.0119	3.61	119.23	0.93
0+595.40	5	114.3	2517.72	2519.01	1.29	208.04	2519.08	0.0029	1.59	128.12	0.45
0+595.40	10	121.1	2517.72	2519.11	1.39	213.45	2519.16	0.0022	1.45	149.52	0.4
0+595.40	25	173.3	2517.72	2518.86	1.14	198.02	2519.13	0.0122	3	99.31	0.9
0+595.40	50	212	2517.72	2519.27	1.55	222.21	2519.38	0.0039	2.07	184.58	0.53
0+595.40	100	257.3	2517.72	2519.06	1.34	211.17	2519.36	0.0118	3.29	140.29	0.91
0+575.40	5	114.3	2517	2517.97	0.97	40.8	2518.87	0.0342	4.36	29.48	1.45
0+575.40	10	121.1	2517	2517.97	0.97	40.96	2518.97	0.0372	4.57	29.8	1.52
0+575.40	25	173.3	2517	2518.41	1.41	117.93	2518.91	0.0135	3.56	76.02	0.97
0+575.40	50	212	2517	2519.23	2.23	225.1	2519.34	0.0020	1.88	205.4	0.41
0+575.40	100	257.3	2517	2518.86	1.86	143.32	2519.21	0.0076	3.23	133.96	0.77
0+555.40	5	114.3	2516.43	2517.67	1.24	44.05	2518.28	0.0199	3.59	36.22	1.13
0+555.40	10	121.1	2516.43	2517.7	1.27	44.56	2518.34	0.0201	3.68	37.59	1.14
0+555.40	25	173.3	2516.43	2518.21	1.78	129.01	2518.69	0.0096	3.3	77.36	0.84
0+555.40	50	212	2516.43	2517.95	1.52	48.79	2519.13	0.0290	5.08	49.09	1.42
0+555.40	100	257.3	2516.43	2518.85	2.42	160.31	2519.07	0.0037	2.57	170.87	0.55
0+535.40	5	114.3	2516	2517.13	1.13	41.64	2517.83	0.0224	3.94	34.53	1.21
0+535.40	10	121.1	2516	2517.16	1.16	42.18	2517.89	0.0222	4.01	36.11	1.21
0+535.40	25	173.3	2516	2517.38	1.38	45.22	2518.34	0.0236	4.65	45.64	1.28
0+535.40	50	212	2516	2517.61	1.61	48.11	2518.57	0.0198	4.73	56.08	1.21
0+535.40	100	257.3	2516	2518.13	2.13	159.45	2518.89	0.0110	4.27	100.65	0.94
0+515.40	5	114.3	2515.26	2516.41	1.15	40.77	2517.3	0.0358	4.8	31.92	1.52
0+515.40	10	121.1	2515.26	2516.44	1.18	41.15	2517.36	0.0355	4.89	33.32	1.52
0+515.40	25	173.3	2515.26	2516.67	1.41	43.7	2517.8	0.0347	5.5	43.03	1.55
0+515.40	50	212	2515.26	2517.47	2.21	52.34	2517.96	0.0083	3.72	81.69	0.82
0+515.40	100	257.3	2515.26	2516.93	1.67	46.63	2518.48	0.0377	6.5	55.03	1.67



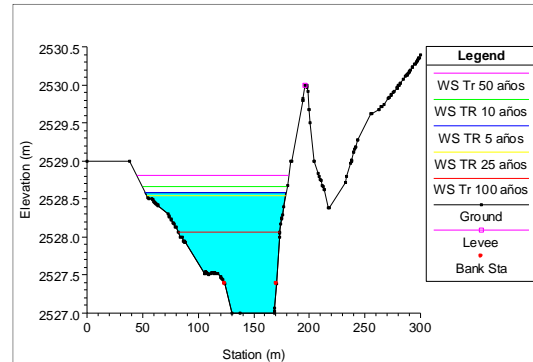
Estación	Tr años	Q Total m/s	Elev. Mínima Canal m	Elev. Superficie Libre m	Prof. Máx Canal m	Ancho Superf. Libre m	Elev.E.G m	Pendiente G.E %	Vel. Canal m/s	Área del Flujo m137	Froude.#Chl _
0+475.40	5	114.3	2514.72	2516.6	1.88	52.37	2516.82	0.0038	2.18	63.14	0.53
0+475.40	10	121.1	2514.72	2516.67	1.95	53.41	2516.89	0.0037	2.2	66.57	0.53
0+475.40	25	173.3	2514.72	2517.16	2.44	67.25	2517.41	0.0030	2.35	95.57	0.5
0+475.40	50	212	2514.72	2517.49	2.77	118.73	2517.75	0.0028	2.47	126.05	0.49
0+475.40	100	257.3	2514.72	2517.75	3.03	145.31	2518.01	0.0026	2.56	160.47	0.49
0+395.40	5	114.3	2514.11	2515.7	1.59	33.24	2516.27	0.0109	3.54	38.98	0.9
0+395.40	10	121.1	2514.11	2515.73	1.62	33.61	2516.34	0.0114	3.67	40.03	0.92
0+395.40	25	173.3	2514.11	2516.14	2.03	57.22	2516.91	0.0109	4.17	55.08	0.94
0+395.40	50	212	2514.11	2516.03	1.92	37.03	2517.24	0.0185	5.24	50.65	1.21
0+395.40	100	257.3	2514.11	2517.11	3	287.98	2517.42	0.0035	3.05	197.32	0.56
0+375.40	5	114.3	2514.08	2515.66	1.58	44.95	2516.04	0.0075	2.89	48.38	0.74
0+375.40	10	121.1	2514.08	2515.71	1.63	45.73	2516.1	0.0076	2.96	50.28	0.75
0+375.40	25	173.3	2514.08	2515.99	1.91	51.14	2516.52	0.0083	3.46	64.18	0.81
0+375.40	50	212	2514.08	2515.8	1.72	47.53	2516.85	0.0187	4.83	54.74	1.19
0+375.40	100	257.3	2514.08	2516.33	2.25	138.94	2517.12	0.0103	4.29	96.65	0.92
0+335.40	5	114.3	2513.96	2515.31	1.35	50.56	2515.78	0.0109	3.17	43.8	0.87
0+335.40	10	121.1	2513.96	2515.36	1.4	51.15	2515.83	0.0107	3.21	46.12	0.87
0+335.40	25	173.3	2513.96	2515.65	1.69	55.02	2516.22	0.0104	3.6	61.42	0.89
0+335.40	50	212	2513.96	2515.83	1.87	57.68	2516.46	0.0103	3.84	71.89	0.9
0+335.40	100	257.3	2513.96	2515.96	2	59.95	2516.73	0.0118	4.28	79.3	0.97
0+315.40	5	114.3	2513.91	2514.81	0.9	46.41	2515.45	0.0252	3.59	33.98	1.23
0+315.40	10	121.1	2513.91	2514.84	0.93	46.97	2515.5	0.0252	3.67	35.34	1.24
0+315.40	25	173.3	2513.91	2515.05	1.14	49.46	2515.89	0.0242	4.14	45.7	1.26
0+315.40	50	212	2513.91	2515.2	1.29	50.6	2516.14	0.0233	4.42	52.94	1.26
0+315.40	100	257.3	2513.91	2515.37	1.46	51.96	2516.4	0.0218	4.65	61.73	1.25
0+295.40	5	114.3	2513.6	2514.6	1	50.36	2515.05	0.0149	3.02	41.29	0.97
0+295.40	10	121.1	2513.6	2514.68	1.08	173.37	2515.08	0.0124	2.91	54.81	0.9
0+295.40	25	173.3	2513.6	2514.74	1.14	180.96	2515.4	0.0196	3.79	65.67	1.14
0+295.40	50	212	2513.6	2514.78	1.18	185.6	2515.63	0.0249	4.36	72.49	1.29
0+295.40	100	257.3	2513.6	2515.1	1.5	263.83	2515.37	0.0077	2.85	166.81	0.75



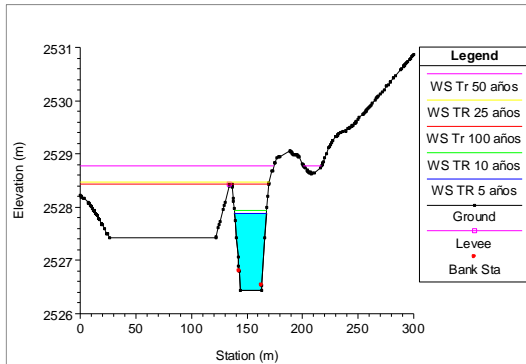
Abscisa 1+292.61



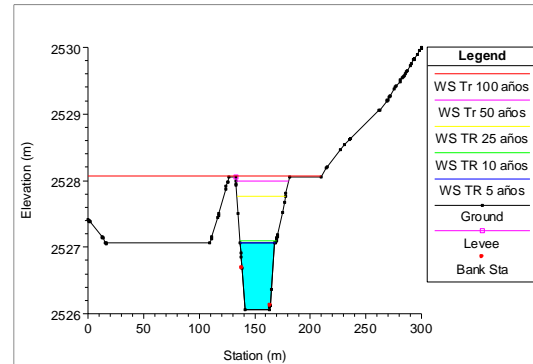
Abscisa 1+272.61



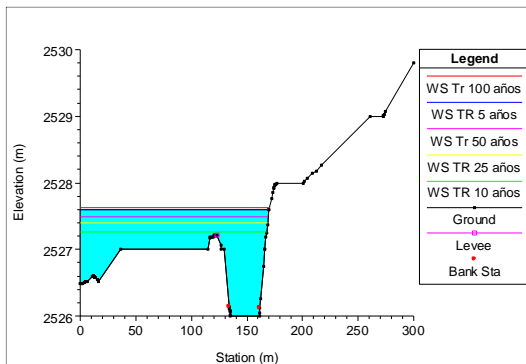
Abscisa 1+232.61



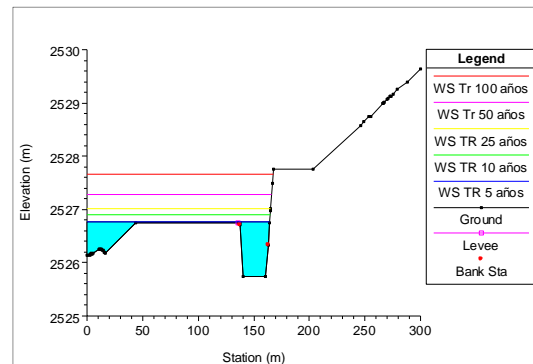
Abscisa 1+212.61



Abscisa 1+192.61

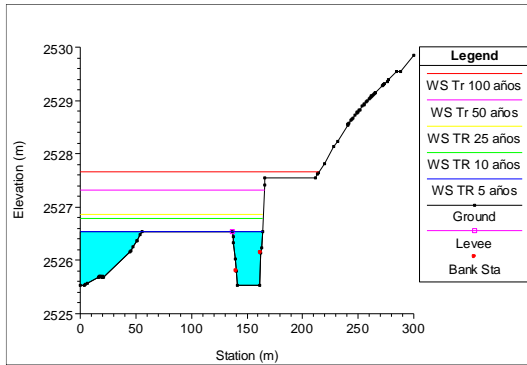


Abscisa 1+172.58

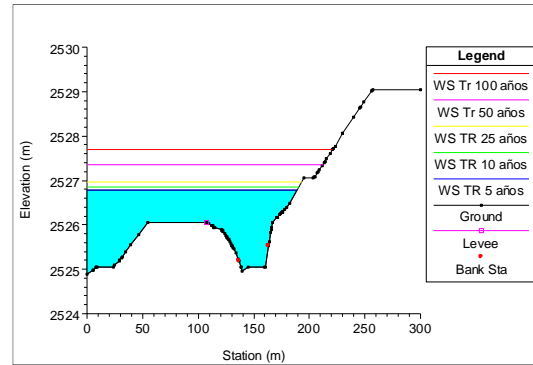




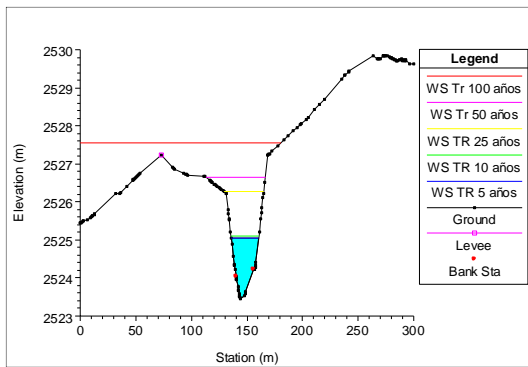
Abscisa 1+152.6



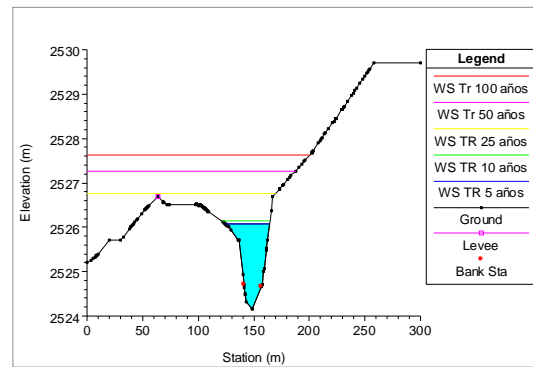
Abscisa 1+132.71



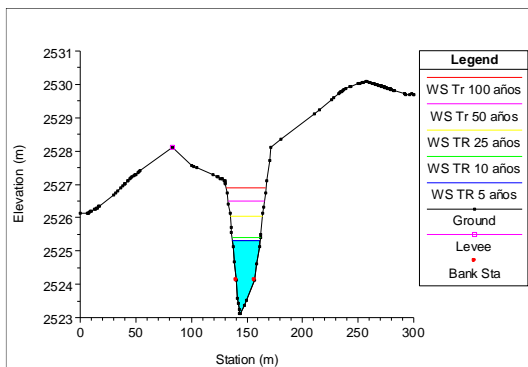
Abscisa 1+113.98



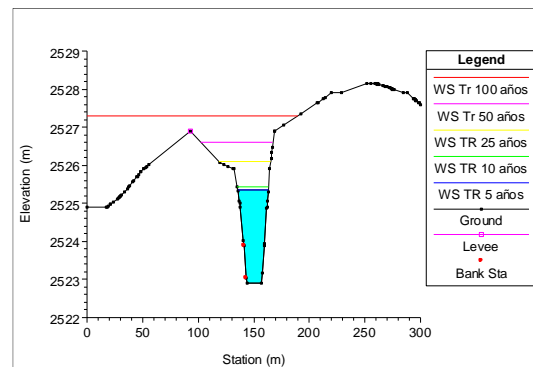
Abscisa 1+094.06



Abscisa 1+074.75

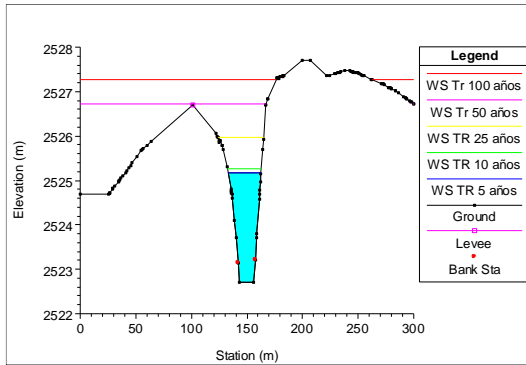


Abscisa 1+055.36

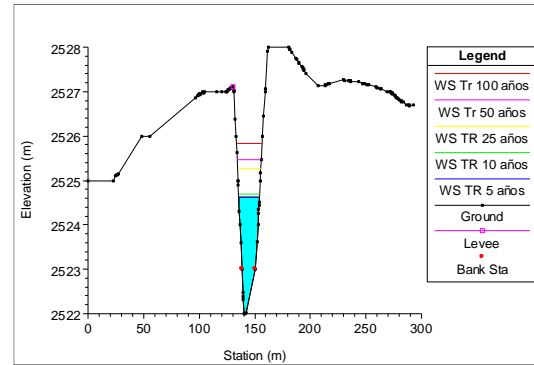




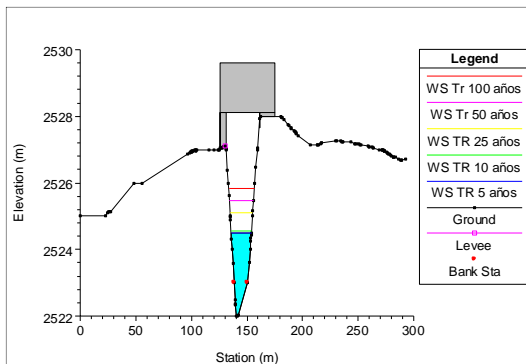
Abscisa 1+035.28



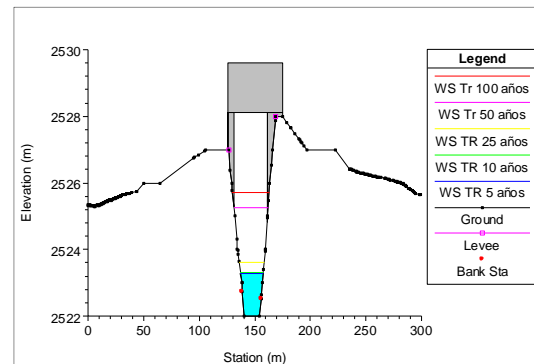
Abscisa 1+018.03



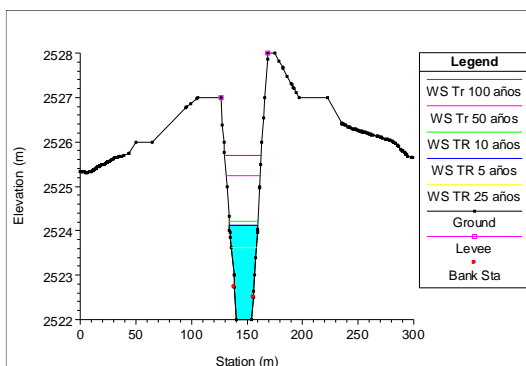
Abscisa 0+992 BR U



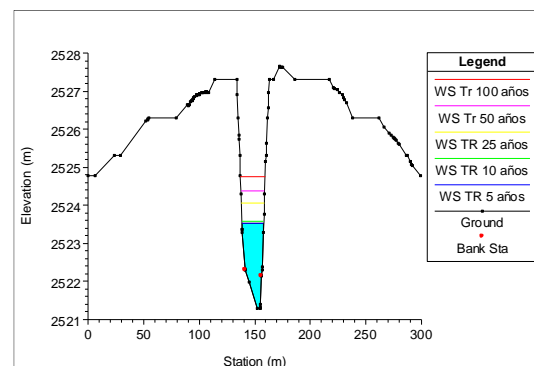
Abscisa 0+992 BR D



Abscisa 0+991.69

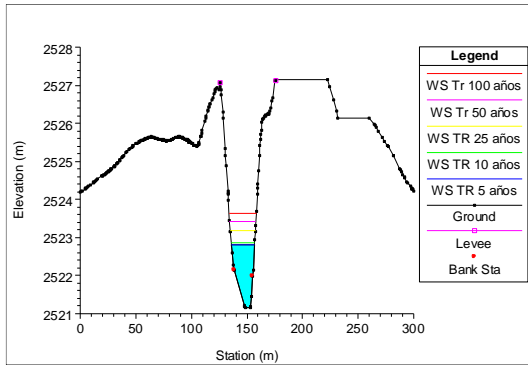


Abscisa 0+967.45

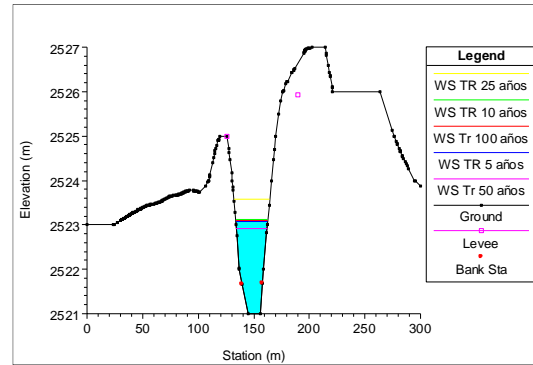




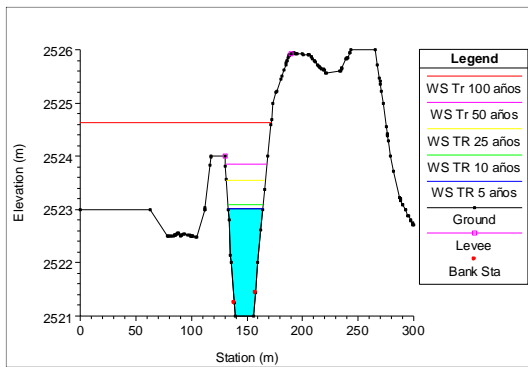
Abscisa 0+955.40



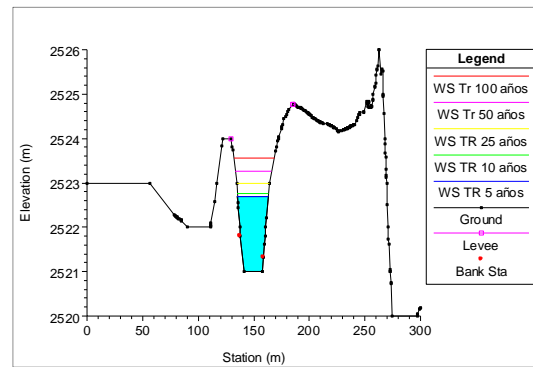
Abscisa 0+935.40



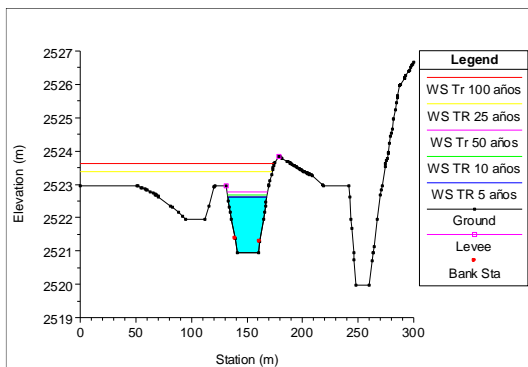
Abscisa 0+915.4



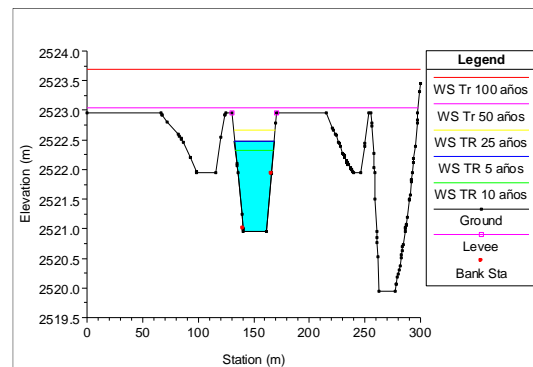
Abscisa 0+895.40



Abscisa 0+875.40

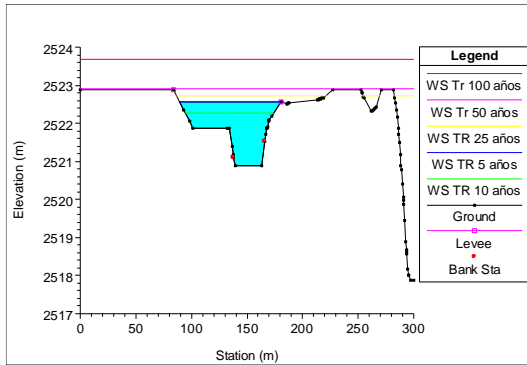


Abscisa 0+855.40

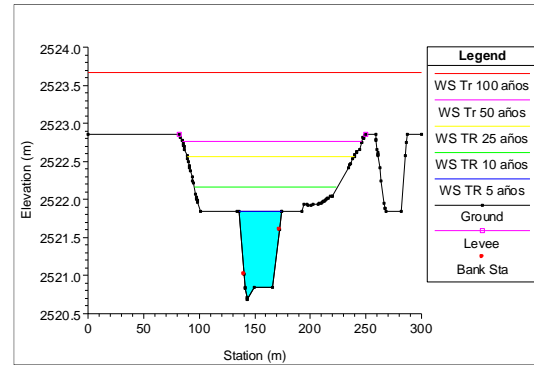




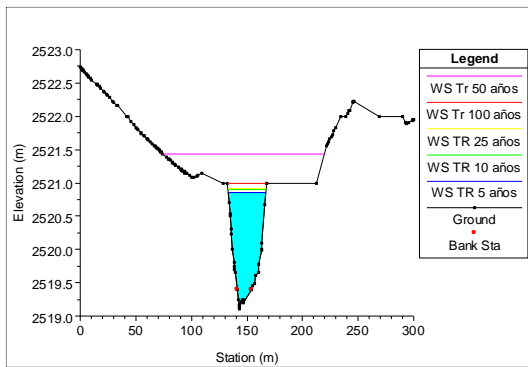
Abscisa 0+835.40



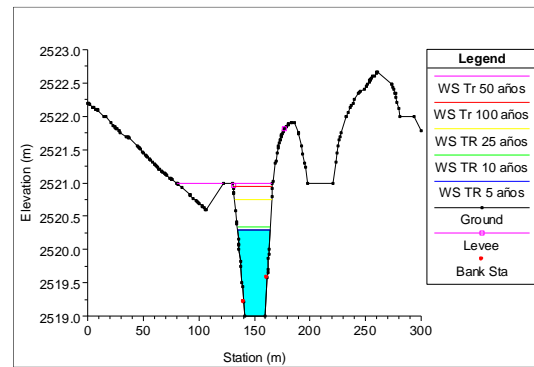
Abcisa 0+815.40



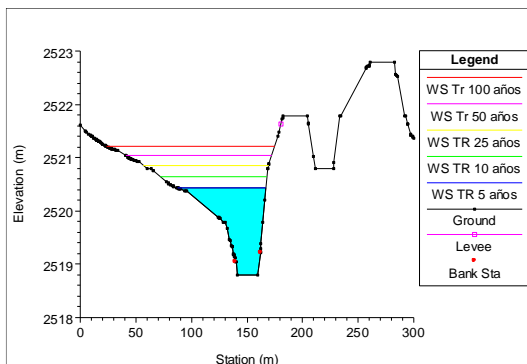
Abcisa 0+735.40



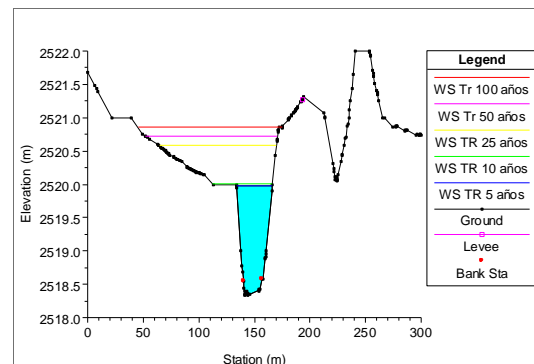
Abcisa 0+715.40



Abcisa 0+695.40

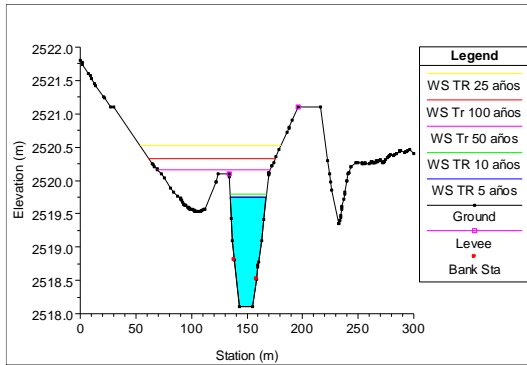


Abcisa 0+675.40

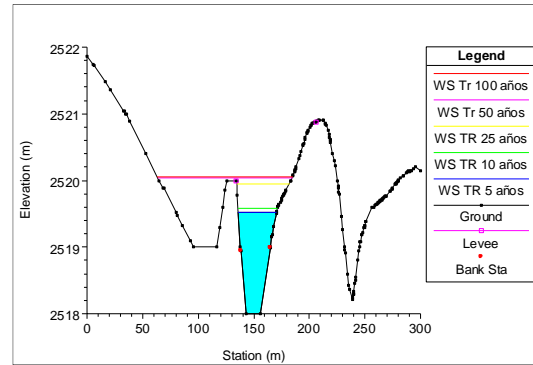




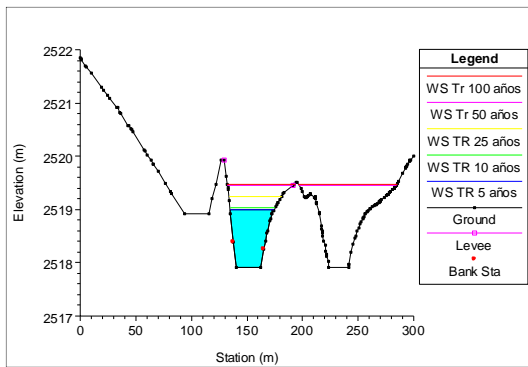
Abscisa 0+655.40



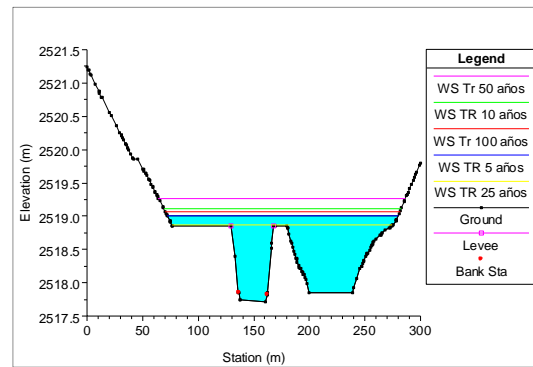
Abscisa 0+635.40



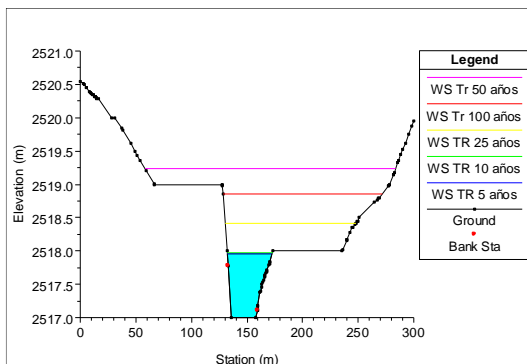
Abscisa 0+615.40



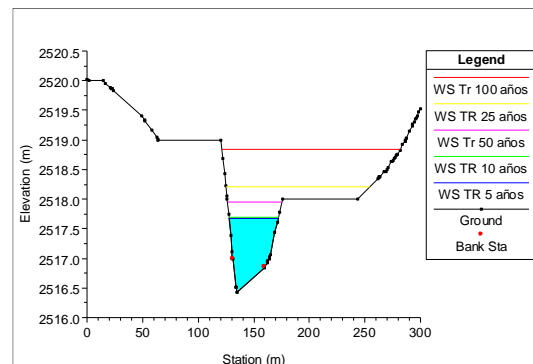
Abscisa 0+595.40



Abscisa 0+575.40

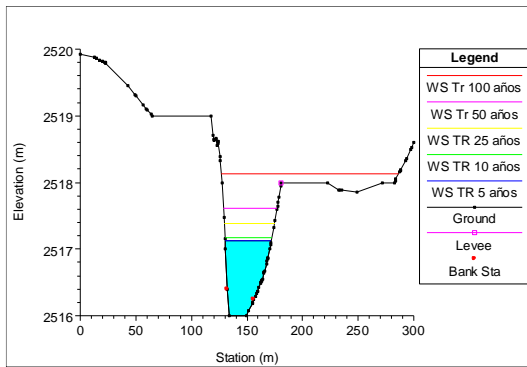


Abscisa 0+555.40

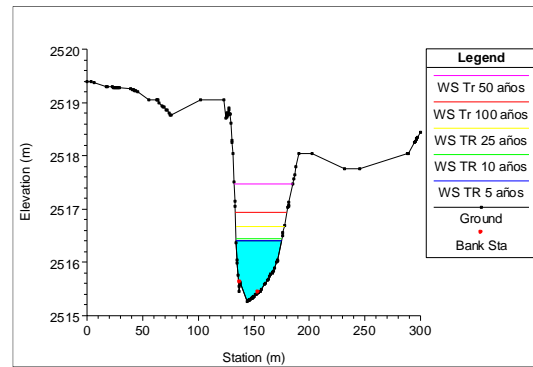




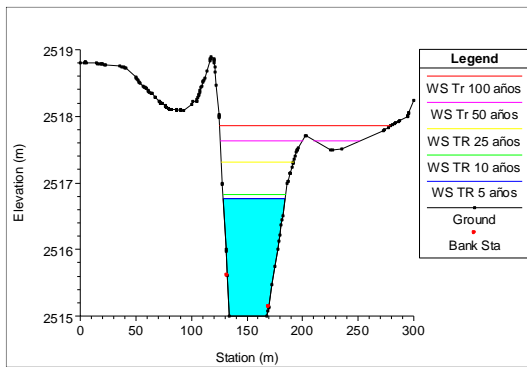
Abscisa 0+535.40



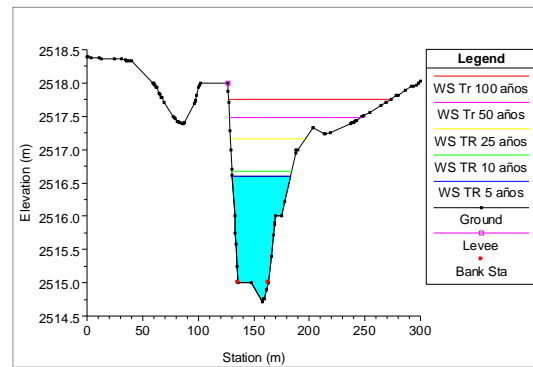
Abscisa 0+515.40



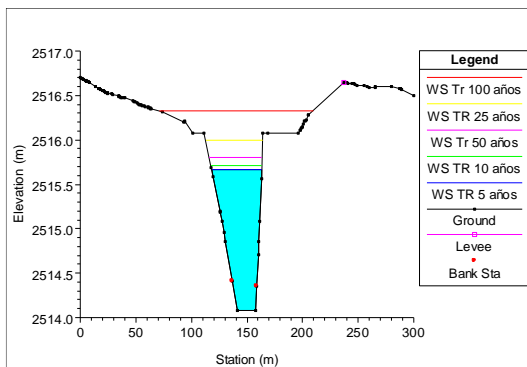
Abscisa 0+475.40



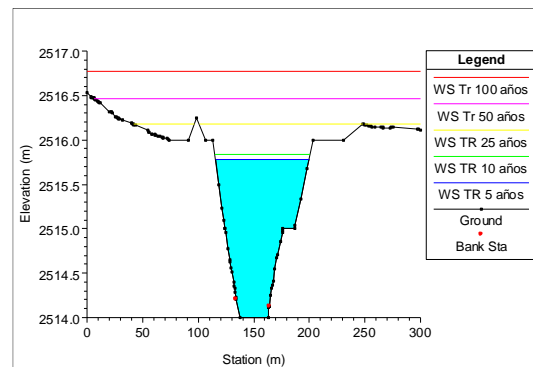
Abscisa 0+395.40



Abscisa 0+375.40

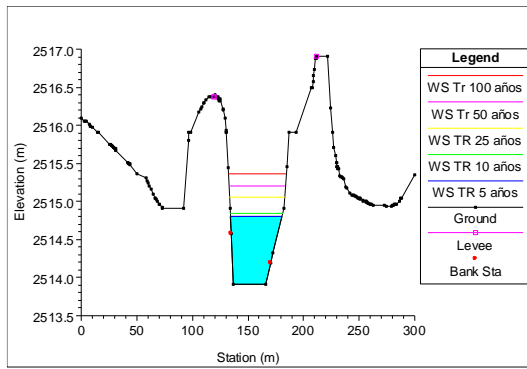


Abscisa 0+335.40

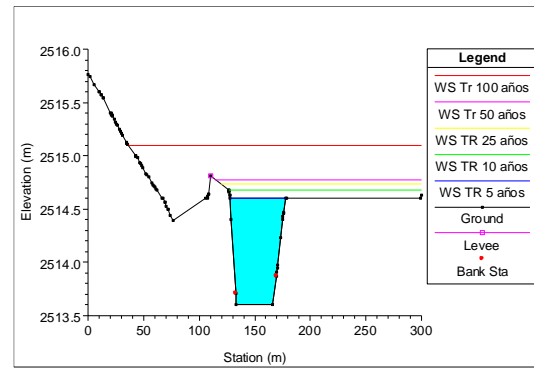




Abscisa 0+315.40

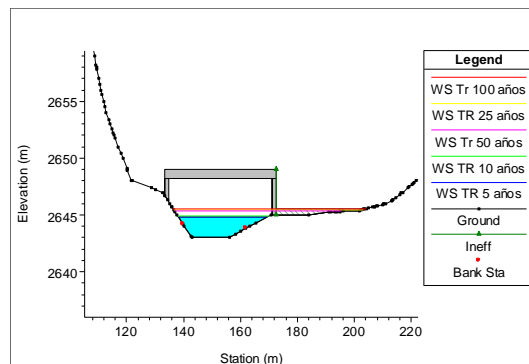
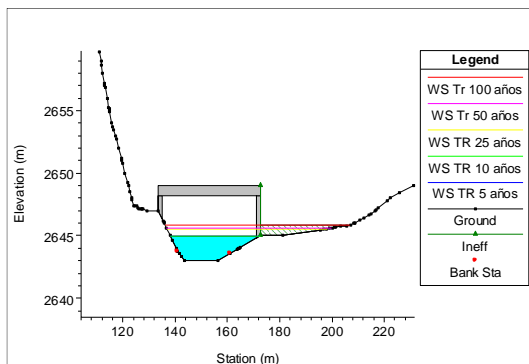


Abscisa 0+295.40



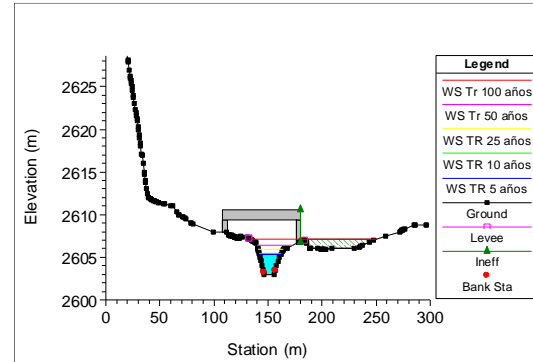
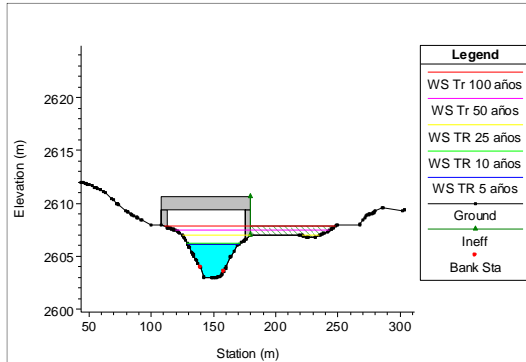
Anexo 8. Tabla de cálculos y resultados de la modelación en HEC-RAS. PUENTES

Puente S/N cerca del Golf Club



Plan: Plan 06 YANUNCAY BARABON TRES P RS: 8366 Profile: PF 5				
E.G. US. (m)	2646.60	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2645.98	E.G. Elev (m)	2646.58	2646.52
Q Total (m3/s)	257.30	W.S. Elev (m)	2645.86	2645.57
Q Bridge (m3/s)	257.30	Crit W.S. (m)	2645.54	2645.57
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.86	2.57
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.33	3.92
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	77.34	65.59
Weir Submerg		Froude # Chl	0.77	0.93
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	190.70	182.61
Min El Weir Flow (m)	2647.00	Hydr Depth (m)	2.20	1.88
Min El Prs (m)	2648.20	W.P. Total (m)	36.83	36.07
Delta EG (m)	0.09	Conv. Total (m3/s)	3155.8	2540.3
Delta WS (m)	0.39	Top Width (m)	35.13	34.88
BR Open Area (m2)	160.42	Frctn Loss (m)	0.03	0.00
BR Open Vel (m/s)	3.92	C & E Loss (m)	0.02	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	136.87	182.93
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	455.36	717.64

Puente entre la calle Ciudad de Cuenca y Av. Primero de Mayo



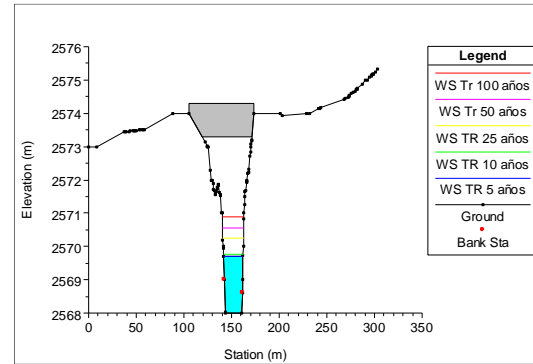
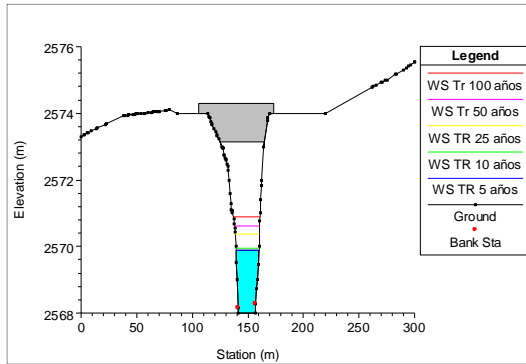
Bridge Output

File Type Options Help

River: YANUNCAY Profile: PF 5
Reach: BARABON TRES P RS: 6120 Plan: Plan 06

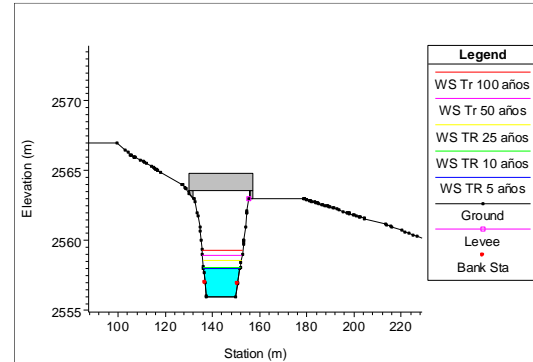
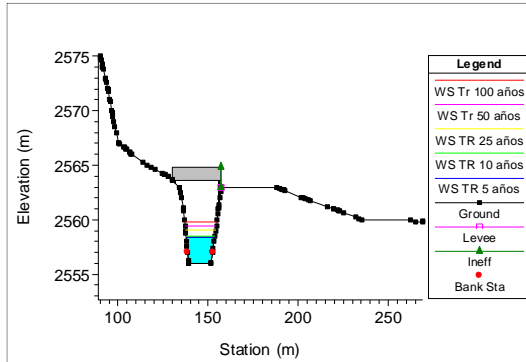
Plan: Plan 06 YANUNCAY BARABON TRES P RS: 6120 Profile: PF 5				
E.G. US. (m)	2608.04	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2607.86	E.G. Elev (m)	2608.04	2607.94
Q Total (m3/s)	257.30	W.S. Elev (m)	2607.85	2607.11
Q Bridge (m3/s)	257.30	Crit W.S. (m)	2605.74	2606.82
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.85	4.11
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.50	2.98
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	171.24	86.36
Weir Submerg		Froude # Chl	0.32	0.73
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	365.59	231.87
Min El Weir Flow (m)	2608.00	Hydr Depth (m)	2.70	2.02
Min El Prs (m)	2609.40	W.P. Total (m)	65.58	44.67
Delta EG (m)	0.13	Conv. Total (m3/s)	8289.9	3515.9
Delta WS (m)	1.08	Top Width (m)	63.31	42.75
BR Open Area (m2)	225.83	Frctn Loss (m)	0.03	0.00
BR Open Vel (m/s)	2.98	C & E Loss (m)	0.06	0.03
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	24.67	101.53
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	37.07	302.51

Puente entre Av. Las Américas y Av. Primero de Mayo



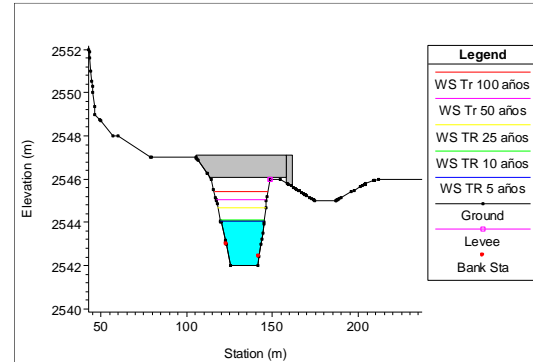
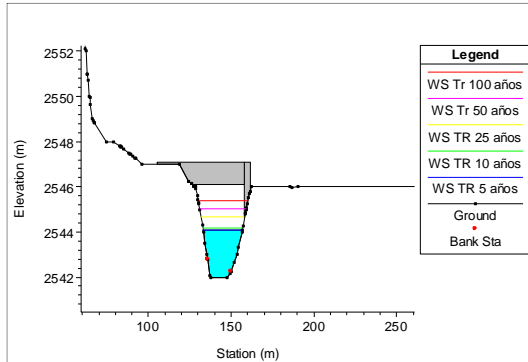
Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	YANUNCAY	Profile:	PF 5	
Reach:	BARABON TRES P	RS:	4090	Plan: Plan 06
Plan: Plan 06 YANUNCAY BARABON TRES P RS: 4090 Profile: PF 5				
E.G. US. (m)	2572.22	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2571.08	E.G. Elev (m)	2572.20	2571.94
Q Total (m3/s)	257.30	W.S. Elev (m)	2570.90	2570.89
Q Bridge (m3/s)	257.30	Crit W.S. (m)	2570.84	2570.68
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.90	2.89
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.58	4.37
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	56.21	58.81
Weir Submerg		Froude # Chl	0.98	0.87
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	206.25	200.02
Min El Weir Flow (m)	2573.28	Hydr Depth (m)	2.33	2.55
Min El Prs (m)	2573.15	W.P. Total (m)	26.01	25.51
Delta EG (m)	0.30	Conv. Total (m3/s)	2476.4	2753.7
Delta WS (m)	0.41	Top Width (m)	24.15	23.05
BR Open Area (m2)	124.76	Frctn Loss (m)	0.18	0.00
BR Open Vel (m/s)	4.58	C & E Loss (m)	0.07	0.02
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	228.79	197.42
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1047.30	863.69

Puente en la Av. Loja y la Av. Primero de Mayo



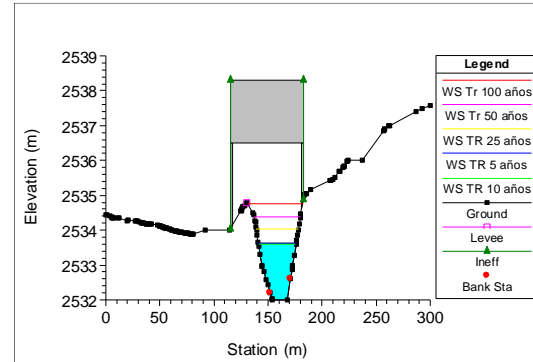
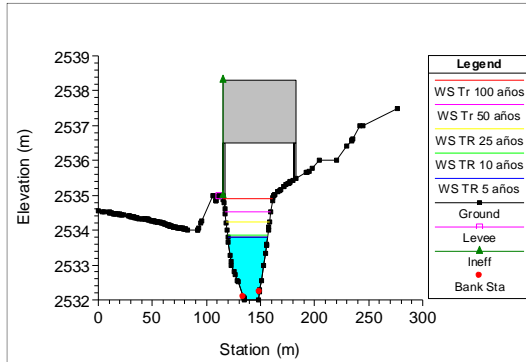
Plan: Plan 06 YANUNCAY BARABON TRES P RS: 3265 Profile: PF 5				
E.G. US. (m)	2560.95	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2559.80	E.G. Elev (m)	2560.95	2560.86
Q Total (m3/s)	257.30	W.S. Elev (m)	2559.80	2559.50
Q Bridge (m3/s)	257.30	Crit W.S. (m)	2559.34	2559.33
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.80	3.50
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.47	4.86
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	57.56	52.90
Weir Submerg		Froude # Chl	0.79	0.90
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	226.62	221.65
Min El Weir Flow (m)	2563.00	Hydr Depth (m)	3.24	1.44
Min El Prs (m)	2563.60	W.P. Total (m)	21.77	40.34
Delta EG (m)	0.10	Conv. Total (m3/s)	3069.1	2680.7
Delta WS (m)	0.50	Top Width (m)	17.76	36.71
BR Open Area (m2)	135.38	Frctn Loss (m)	0.07	0.00
BR Open Vel (m/s)	4.88	C & E Loss (m)	0.02	0.02
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	182.19	118.50
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	814.46	576.31

Puente El reloj floral



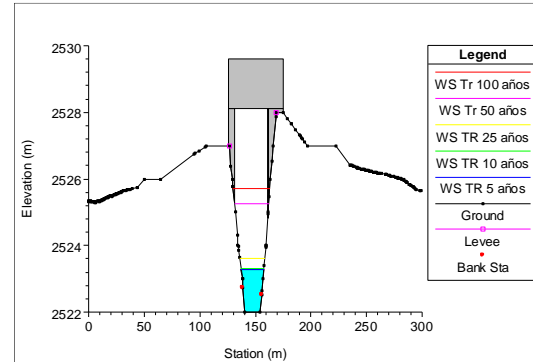
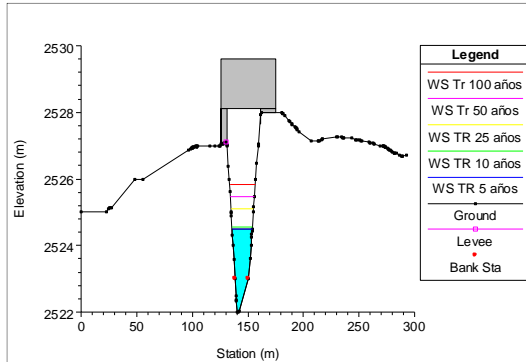
Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	YANUNCAY	Profile:	PF 5	
Reach:	BARABON TRES P	RS:	2360	Plan: Plan 06
Plan: Plan 06 YANUNCAY BARABON TRES P RS: 2360 Profile: PF 5				
E.G. US. (m)		Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2545.40	E.G. Elev (m)	2546.27	2546.07
Q Total (m3/s)	257.30	W.S. Elev (m)	2545.40	2545.43
Q Bridge (m3/s)	257.30	Crit W.S. (m)	2545.00	2544.70
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.40	3.43
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.57	3.19
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	72.00	80.66
Weir Submerg		Froude # Chl	0.78	0.64
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	210.94	214.70
Min El Weir Flow (m)	2545.98	Hydr Depth (m)	2.57	2.58
Min El Prs (m)	2546.10	W.P. Total (m)	29.90	32.84
Delta EG (m)	0.20	Conv. Total (m3/s)	3182.9	3876.9
Delta WS (m)	-0.03	Top Width (m)	27.98	31.27
BR Open Area (m2)	92.37	Frctn Loss (m)	0.13	0.00
BR Open Vel (m/s)	3.57	C & E Loss (m)	0.07	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	154.32	106.10
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	551.48	338.45

Puente Felipe Segundo



Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	YANUNCAY	Profile:	PF 5	
Reach:	BARABON TRES P	RS:	1635	Plan: Plan 06
Plan: Plan 06 YANUNCAY BARABON TRES P RS: 1635 Profile: PF 5				
E.G. US. (m)		Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2535.30	E.G. Elev (m)	2535.28	2535.24
Q Total (m3/s)	257.30	W.S. Elev (m)	2535.05	2535.09
Q Bridge (m3/s)	201.12	Crit W.S. (m)	2535.03	2534.79
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.05	3.09
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.44	1.14
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	178.88	226.04
Weir Submerg		Froude # Chl	0.52	0.42
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	209.25	231.98
Min El Weir Flow (m)	2535.00	Hydr Depth (m)	1.10	1.23
Min El Prs (m)	2536.50	W.P. Total (m)	163.55	187.30
Delta EG (m)	0.06	Conv. Total (m3/s)	4712.5	5879.5
Delta WS (m)	-0.07	Top Width (m)	161.91	183.41
BR Open Area (m2)	188.70	Frctn Loss (m)	0.02	0.00
BR Open Vel (m/s)	2.02	C & E Loss (m)	0.03	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	31.97	22.67
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	45.99	25.80

Tres Puentes



Bridge Output

File Type Options Help

River:	YANUNCAY	Profile:	PF 5	
Reach:	BARABON TRES P	RS:	992	Plan: Plan 06
Plan: Plan 06 YANUNCAY BARABON TRES P RS: 992 Profile: PF 5				
E.G. US. (m)	2527.19	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2525.84	E.G. Elev (m)	2527.19	2526.29
Q Total (m3/s)	257.30	W.S. Elev (m)	2525.84	2525.70
Q Bridge (m3/s)	257.30	Crit W.S. (m)	2525.84	2524.88
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.84	3.70
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.49	2.99
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	57.30	86.15
Weir Submerg		Froude # Chl	0.94	0.61
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	218.32	225.78
Min El Weir Flow (m)	2527.00	Hydr Depth (m)	2.48	2.87
Min El Prs (m)	2528.10	W.P. Total (m)	24.85	32.42
Delta EG (m)	0.89	Conv. Total (m3/s)	2644.8	4173.8
Delta WS (m)	0.14	Top Width (m)	23.12	30.00
BR Open Area (m2)	119.43	Frctn Loss (m)	0.15	0.43
BR Open Vel (m/s)	4.49	C & E Loss (m)	0.23	0.13
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	214.01	99.04
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	960.97	295.79



Anexo 9. Mapas de riesgo de inundación